



Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire M3S®

Maxime Charles Soude

► To cite this version:

Maxime Charles Soude. Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire M3S®. Architecture, aménagement de l'espace. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2011. Français. NNT : 2011CLF22165 . tel-00678592

HAL Id: tel-00678592

<https://theses.hal.science/tel-00678592>

Submitted on 13 Mar 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'Ordre : D.U. : 2165
EDSPIC : 532

UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II
ECOLE DOCTORALE
SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND

THÈSE

Présentée par

Maxime SOUDE

Ingénieur C/U/S/T Génie Civil

pour obtenir le grade de :

DOCTEUR D'UNIVERSITE

SPECIALITE : GENIE CIVIL

**ETUDE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN
MASSIF EN SOL RENFORCE PAR GEOTEXTILE
ALVEOLAIRE M3S®.**

Soutenue publiquement le 11 Octobre 2011 devant le jury :

M.	P. Delmas	Président du jury, Rapporteur
M.	P. Villard	Rapporteur
M.	P. Gotteland	Examineur
M.	R. Gourvès	Examineur
Mme	A. Talon	Examineur
M.	M. Grédiac	Directeur de thèse
M.	B. Chevalier	Invité

A mon amour Annabelle.

Remerciements

En premier lieu, je remercie l'ensemble des membres du jury, en particulier messieurs Philippe DELMAS du CNAM de Paris et Pascal VILLARD du laboratoire 3S-R de Grenoble d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ce travail de recherche. Je remercie également M. GOTTELAND de la FNTF de Paris et qui a su m'apporter sa disponibilité ainsi que ses conseils.

Mes encadrants de thèse méritent bien sûr toute ma reconnaissance. M. GOURVES tout d'abord, président et de la société SOL SOLUTION, a non seulement rendu cette thèse CIFRE possible mais a aussi su m'apporter tout au long de ces 3 années de recherche, de précieux conseils ainsi qu'un regard critique sur mon travail. M. GREDIAC, mon directeur de thèse et professeur à l'université Blaise-Pascal, a toujours su répondre présent à chacune de mes sollicitations. Il a su me pousser à faire preuve d'une grande organisation et à être efficace tout au long de cette thèse. M. CHEVALIER, maître de conférences à Polytech'Clermont-Ferrand, m'a fait partagé son expérience et sa rigueur en termes de modélisation discrète. Après une prise en main presque autodidacte sur cet outil, son implication durant la deuxième moitié de thèse a su m'apporter des conseils judicieux. Il m'a aussi redonné confiance dans les moments de doutes si caractéristiques de ce type de travail de recherche. Aurélie TALON, enfin, maître de conférences à Polytech'Clermont-Ferrand, a elle aussi fait preuve d'un soutien précieux, aussi bien sur le plan de l'organisation que sur le plan moral. Travailler avec cette équipe fut une expérience passionnante, à la hauteur de mon intérêt pour ce domaine d'activités qu'est le renforcement de sol par géotextiles alvéolaires. Je garderai un excellent souvenir de nos échanges et de nos débats, toujours très animés et très enjoués. Chacun d'entre eux, par son caractère et son approche de la recherche universitaire ou en entreprise, m'a permis de tenir le rythme jusqu'au bout. Et au-delà de leurs compétences scientifiques et techniques, je tiens surtout à mettre en avant l'aspect humain de leur soutien, aussi bien au travers de leurs contrariétés que de leurs encouragements. Grâce à vous tous, cette thèse fut on ne peut plus vivante, riche en émotion et en satisfaction. Encore merci de m'avoir amené jusqu'au bout.

Je ne peux pas souligner la passion qui m'a animé lors de ce travail sans parler de Nicolas RACANA, mon ancien chef de service. Il fut sans doute l'un des premiers à croire en moi et en mes compétences, alors que j'étais au commencement dans l'entreprise, simple stagiaire en dernière année d'école d'ingénieurs. Avec le soutien de M. GOURVES, il m'a ouvert les portes de SOL SOLUTION ainsi que celles de ce premier métier pour lequel je me lève chaque jour avec le sourire. Bien que nos routes se soient aujourd'hui séparées, je ne peux oublier le personnage, rigoureux, travailleur, déterminé, m'ayant fait confiance lors de mes premiers pas en entreprise, me poussant sans cesse à donner le meilleur de moi et m'inculquant la satisfaction du travail bien fait.

Ces remerciements ne sauraient être complets sans parler du reste de la société SOL SOLUTION et je pourrais m'éterniser en leur exprimant à chacun toute ma reconnaissance. Entre autres, merci Philippe pour cette soirée, merci Antoine pour ces 5 petites minutes que tu m'as consacrées, merci David pour les mesures de vitesse du véhicule radiocommandé, merci à toi Miguel qui lors de ma dernière année d'ingénieur est venu me donner un cours sur les éléments discrets, merci JB d'être le collègue idéal que tu es, merci Marjo de toujours me dépanner dès que je suis sur un rapport de géotech' et merci Fabrice de me rappeler à ta manière que je parle trop. Et je ne t'oublie pas Coco et ton fameux « café la R&D ! ».

Merci enfin à toutes celles et ceux que je n'ai pas cité mais qui se reconnaîtront dans ces remerciements, techniciens, personnel administratif ou autre, d'école ou d'entreprise, qui ont contribué de près ou de loin à cette expérience. Vous avez tous contribué à la réussite de ce doctorat et je suis fier de vous consacrer ces quelques lignes.

Pour conclure, cette thèse fut bien entendu une véritable expérience pour ma famille. Ma mère qui m'a communiqué son énergie et son soutien chaque jour de ces trois années, vivant émotionnellement chaque étape comme j'ai pu les vivre, mon père pour ses encouragements et sa fierté, mon frère pour son regard attentif sur l'avancée de mes travaux.

Et bien entendu, ma fiancée Annabelle, véritable source d'énergie dans ce travail qu'elle a vécu au quotidien et surtout à plein temps. Merci de ta patience, de ta compréhension et de ton soutien permanent. Je te dois d'être arrivé là où j'en suis aujourd'hui, je te dois même bien plus. Te dédier cette thèse est là mon remerciement le plus important.

Merci à tous, sincèrement.

Résumé

Depuis 2007, la société Sol-Solution avec le partenariat du laboratoire LaMI de l'Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand a entrepris des recherches pour étudier le comportement mécanique d'un ouvrage en sol renforcé par une structure alvéolaire M3S® et soumis à une sollicitation dynamique. Dans le cadre de ce travail de recherche, les sollicitations de type choc ont plus particulièrement été étudiées.

Ce mémoire est structuré en 3 parties :

la première partie rappelle les caractéristiques principales du comportement mécanique ainsi que les principes généraux de conception d'un ouvrage en sol renforcé par géotextiles M3S®. Une étude bibliographique s'intéresse ensuite à la caractérisation des 3 sollicitations dynamiques retenues (séisme, explosion, choc) et aux méthodes existantes permettant leur prise en compte dans la conception d'ouvrage ;

la seconde partie présente l'approche numérique préliminaire qui a conduit au développement de deux modèles numériques d'impacts sur des structures en sol renforcé par géocellulaires. Les résultats ont permis d'identifier les paramètres mécaniques les plus influents des différents matériaux constitutifs ;

la dernière partie s'appuie sur les résultats précédents ainsi que sur les lois de similitudes pour concevoir une expérimentation d'un impact sur deux massifs alvéolaires à échelle géométrique 1/10^e. L'influence sur la réponse de deux types de renforcement au comportement mécanique différent a été étudiée. Les résultats expérimentaux ont ensuite permis un développement des deux modèles numériques préliminaires. Enfin, les perspectives d'utilisation de cet outil numérique ainsi que les applications industrielles sont présentées.

Mots-clés : structure géocellulaire, géotextile, modélisation discrète, impact, modèle réduit.

Abstract

Since 2007, Sol Solution company with the help of the Clermont-Ferrand Blaise Pascal University's LaMI laboratory, performed a study on the mechanical behaviour under dynamic load of a structure reinforced by the M3S (c) geocell system. In the context of that PhD, impact solicitations have been studied.

This memory is divided in three parts:

First part focuses on the main mechanical behaviour characteristics and general rules of reinforced soil with M3S(c) geocells design. Then, the bibliographical approach focuses on the 3 dynamic loads chosen (seism, blast, impact) and on the way they are taking in account on work design;

Second part shows the preliminary numerical approach which lead to the development of two numerical impact model on soil reinforced geocell structure. Results allows us to identify the most influent mechanical parameters of the different materials;

Last part groups numerical and similitude laws that allow to design a 1/10th low-scale impact experiment on two structures. Two different reinforcement were tested, plastic and paper. Experimental results allowed to improve two preliminary numerical models. Finally, discussion about that numerical tool and engineering applications are performed.

Keywords: geocell structure, geotextile, discrete modelling, impact load, low-scale model.

Tables des matières

Introduction générale	11
Première partie - Contexte	14
Chapitre 1. Présentation du procédé M3S®.....	15
1.1. Introduction	16
1.2. Sol renforcé par géosynthétiques tridimensionnels.....	16
1.2.1. Renforcement de sol	16
1.2.2. Géosynthétiques.....	16
1.3. Mise en œuvre et applications du procédé M3S®.....	17
1.3.1. Principe du procédé	18
1.3.2. Mise en œuvre.....	19
1.3.3. Applications.....	19
1.4. Comportement mécanique et dimensionnement	21
1.4.1. Sol.....	21
1.4.2. Géotextile.....	22
1.4.3. Interface sol - géotextile	23
1.4.4. Modèle continu équivalent : méthode d'homogénéisation	23
1.4.5. Généralités sur le dimensionnement de ces ouvrages	24
1.5. Travaux de recherche effectués.....	27
1.5.1. Effet cabestan	27
1.5.2. Phénomène de pavés autobloquants et conséquence sur les liaisons intercellulaires	27
1.5.3. Essais de compression verticale sur modèles réduits.....	28
1.5.4. Potentiel dynamique de M3S®.....	31
1.6. Conclusion.....	32
Chapitre 2. Etude de trois sollicitations dynamiques	33
2.1. Introduction	34
2.2. Etude de l'action sismique	34
2.2.1. Introduction	34
2.2.2. Généralités	34
2.2.3. Approche expérimentale.....	37
2.2.4. Approche numérique	38
2.2.5. Approche normative	39
2.2.6. Conclusion sur le contexte d'une sollicitation sismique.....	44
2.3. Etude de l'action explosive	45
2.3.1. Introduction	45

2.3.2. Approche expérimentale	46
2.3.3. Approche numérique	51
2.3.4. Conclusion sur la modélisation d'un phénomène d'explosion	53
2.4. Etude du phénomène de choc	54
2.4.1. Introduction	54
2.4.2. Contexte d'occurrence.....	54
2.4.3. Approche normative du phénomène de choc	57
2.4.4. Approches empiriques et analytiques	59
2.4.5. Approche numérique	62
2.4.6. Conclusion sur la modélisation d'un phénomène d'impact	63
Conclusions de la première partie	64
<hr/>	
Deuxième partie – Approche numérique préliminaire	66
<hr/>	
Chapitre 3. Modélisation numérique	67
3.1. Introduction	68
3.2. Choix de la méthode	68
3.3. Présentation de la dynamique moléculaire	69
3.3.1. Hypothèses.....	69
3.3.2. Principe de calcul.....	69
3.3.3. Lois du mouvement	70
3.3.4. Lois de contact.....	70
3.3.5. Dissipation d'énergie – Etat d'équilibre	72
3.4. Choix des modèles granulaires	75
3.4.1. Stratégies de modélisation.....	75
3.4.2. Modélisation discrète du sol.....	76
3.4.3. Modélisation discrète du géotextile.....	78
3.4.4. Bilan énergétique.....	80
3.4.5. Description macroscopique des matériaux	81
3.5. Conclusion	85
Chapitre 4. Modèles d'impact sur une nappe alvéolaire en vue en plan	86
4.1. Introduction	87
4.2. Impact sur une seule cellule.....	87
4.2.1. Présentation des différentes modélisations	87
4.2.2. Protocole et mesures	89
4.2.3. Analyse des résultats	90
4.2.4. Conclusions	92
4.3. Impact sur une nappe.....	92
4.3.1. Présentation des différentes modélisations	93
4.3.2. Protocole et mesures	95

4.3.3. Analyse des résultats	95
4.4. Conclusion	102
Chapitre 5. Modèles d'impact sur un ouvrage en vue de profil	103
5.1. Introduction	104
5.2. Matériaux et modèles considérés	104
5.2.1. Matériau sol.....	104
5.2.2. Matériau géotextile.....	104
5.2.3. Matériau impactant	106
5.2.4. Autre combinaison de matériaux.....	107
5.3. Protocole et mesures.....	108
5.3.1. Hypothèses générales sur le modèle.....	108
5.3.2. Mesures effectuées.....	109
5.4. Analyse des résultats	109
5.4.1. Cinématique d'impact	109
5.4.2. Influence du pas de temps.....	111
5.4.3. Enfoncement et vitesse horizontale de l'impactant	113
5.4.4. Fragmentation du matériau.....	115
5.5. Conclusion.....	117
Conclusions de la seconde partie	118
<hr/>	
Troisième partie – Approche expérimentale, calage et perspectives	120

Chapitre 6. Expériences d'impacts sur modèles réduits	121
6.1. Introduction	122
6.2. Contexte et objectifs de l'expérience.....	122
6.2.1. Choix d'une expérience sur modèles réduits.....	122
6.2.2. Choix de l'impactant	122
6.2.3. Essais sur deux configurations.....	123
6.2.4. Objectifs des expérimentations sur modèles réduits.....	123
6.3. Recours aux lois de similitudes.....	124
6.3.1. Outil d'aide à la conception.....	124
6.3.2. Principe général de l'établissement des lois de similitudes	124
6.3.3. Equation générale de la dynamique	124
6.3.4. Equation de conservation de la masse	125
6.3.5. Equation de l'élasticité linéaire	126
6.3.6. Equation de plasticité : critère de Coulomb.....	126
6.3.7. Synthèse des facteurs d'échelle pour une expérience à échelle géométrique 1/10 ^e	127
6.3.8. Exploitation des facteurs d'échelle.....	128

6.4. Présentation de l'expérimentation	128
6.4.1. Zone d'essai et sol support	128
6.4.2. Zone de réalisation des ouvrages et mise en place des coffrages	129
6.4.3. Caractéristiques et mise en place du renforcement alvéolaire	130
6.4.4. Caractéristiques et mise en place du matériau de remplissage	133
6.4.5. Caractéristiques de l'impactant	137
6.4.6. Caractéristiques des caméras rapides.....	139
6.5. Résultats et observations.....	140
6.5.1. Analyse de la cinématique extérieure.....	140
6.5.2. Courbes enfoncement, vitesse, accélération.....	140
6.5.3. Démontage des 2 ouvrages.....	141
6.6. Conclusion.....	145
Chapitre 7. Calage du modèle numérique	146
7.1. Introduction	147
7.2. Simulation de base.....	147
7.2.1. Présentation du modèle	147
7.2.2. Paramètres généraux du modèle	148
7.2.3. Paramètre de calage.....	149
7.2.4. Résultats	149
7.2.5. Conclusion sur le calage préliminaire	149
7.3. Evolution du modèle de base en changeant la forme de l'impactant.....	150
7.3.1. Présentation et analyse de la simulation.....	150
7.3.2. Remarques sur l'influence de la prise en compte d'une forme plus réaliste de l'impactant	152
7.4. Evolution du modèle de base vers un modèle 2,5D.....	152
7.4.1. Simulation d'un cas extrême – l'ajout d'une paroi en tête du massif.....	152
7.4.2. Intégration d'un effort de rappel vertical.....	153
7.4.3. Remarques sur la faible influence d'une prise en compte de l'effort de rappel vertical	158
7.5. Augmentation du frottement macroscopique	159
7.5.1. Objectifs.....	159
7.5.2. Simulation d'un cas extrême – le blocage total des rotations des particules.....	159
7.5.3. Recours à une loi de résistance au roulement.....	160
7.5.4. Paramètre de forme δ	161
7.5.5. Remarques sur l'augmentation de l'angle de frottement	164
7.6. Remarques sur le calage du modèle « vue de profil »	164
7.6.1. Simulation tenant compte d'un paramètre d'amortissement local.....	164
7.6.2. Concernant l'expérimentation d'impact sur l'ouvrage en plastique.....	165
7.7. Calage du modèle « vue en plan » à l'aide d'un amortissement numérique	166
7.7.1. Remarques préalables sur le calage du modèle « vue en plan ».....	166
7.7.2. Présentation du modèle	167
7.7.3. Présentation des résultats.....	169

7.8. Conclusion.....	172
Chapitre 8. Réflexions autour des perspectives dégagées	173
8.1. Introduction	174
8.2. Sol renforcé par géocellulaires, un matériau composite	174
8.2.1. La compatibilité de fonctionnement	174
8.2.2. Le sol et ses caractéristiques.....	174
8.2.3. Le matériau géotextile et ses fonctions.....	175
8.3. Adapter l'ouvrage au contexte	176
8.3.1. Un procédé aux applications multiples	176
8.3.2. Exploiter la ruine de l'ouvrage	177
8.4. Conclusion.....	179
Conclusions de la troisième partie.....	180
<hr/>	
Conclusion générale	181
<hr/>	
Référence bibliographiques.....	184
<hr/>	

Table des figures

Figure 1. Exemples de géocellulaires	17
Figure 2. Principe de réalisation d'une nappe à partir d'une bande	18
Figure 3. Cellule, nappe pliée, nappe dépliée et empilement de nappes M3S®.	18
Figure 4. Etapes de mise en œuvre.	19
Figure 5. Mise en place d'une structure de parement et exemple de rendus	20
Figure 6. Exemples d'applications du procédé (ouvrage de grande hauteur, élargissement autoroutier en massif alléger, confinement de cuve, CET...).....	20
Figure 7. Critère de plasticité dans le plan de Coulomb.	21
Figure 8. Courbe de traction et caractéristiques d'un géotextile [RAC 02].	22
Figure 9. Contrainte de cisaillement à l'interface suivant le déplacement relatif [RAC 02].	23
Figure 10. Apport de cohésion par le renforcement géocellulaire [JOU 07].	23
Figure 11. Mécanismes de ruine de glissement et de poinçonnement à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité externe.	25
Figure 12. Mécanisme de ruine à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité générale.	26
Figure 13 : Principe de l'effet cabestan d'une nappe ondulée (gauche) et modélisation numérique associée (droite) [RAC 02].	27
Figure 14. Evaluation de la déformation d'une nappe mise à la verticale et soumise à son poids propre en fonction de la densité de remplissage [RAC 02].	28
Figure 15 : Répartition des contraintes horizontales σ_{xx} dans une nappe géocellulaire remplie de sol, [RAC 02].	28
Figure 16 : Essai de chargement avec deux matériaux de renforcement différents, instrumentation et résultats des renforts souples, [RAC 02]	29
Figure 17 : Déplacements verticaux enregistrés au droit du parement du mur pour les deux essais : à gauche renforts rigides, à droite renforts souples [RAC 02].	29
Figure 18 : Schéma de l'expérience [REI 96].	30
Figure 19. Déplacement vertical (gauche) et déplacement horizontal du parement de l'ouvrage (droite) [REI 96].	30
Figure 20. Evolution des déformations de la face avant de l'ouvrage en modèle réduit [RAC 02].	31
Figure 21. Modèle élémentaire de faille [BET et al. 97].	34
Figure 22. Différents types d'ondes [BET et al. 97].	36
Figure 23. Composantes de l'action sismique [BET et al. 97].	36
Figure 24. (gauche) Résistance d'un ouvrage terre-armée après un séisme de magnitude 7,5 à Tecoman au Mexique en 2003 – (droite) Etat d'un quai du port de Tecoman [BAS 09].	37
Figure 25. Exemple sur table vibrante d'un ouvrage de soutènement renforcé par géocellulaires en vraie grandeur [LES et al. 09].	38
Figure 26 : Rotation fictive d'un point de l'ensemble {mur-sol}.	40
Figure 27. Zonage sismique français depuis l'arrêté d'octobre 2010 [ARR 10].	41
Figure 28 : Point d'application de la poussée dynamique E_d à mi-hauteur de l'ouvrage [NF P 94270].	44
Figure 29. Modèle simplifié : Evolution de la pression en fonction du temps suite à une explosion.	46
Figure 30. Plan du dispositif d'essai de Woomera [TER 05].	47

Figure 31 : Vue en plan et profils des déplacements des panneaux du parement [EYR et al. 93].....	48
Figure 32 : Vues de la face sollicitée de l'ouvrage en sol renforcé par géotextile [CHE et al. 03].....	49
Figure 33 : Vues de la face sollicitée de l'ouvrage en terre armée [CHE et al. 03].....	49
Figure 34. Face avant de l'ouvrage en sol renforcé après la première et la seconde explosion [CHE et al. 03].....	50
Figure 35 : Ouvrage en terre armée avant et après la deuxième explosion [CHE et al. 03].	50
Figure 36 : Exemple de modèle à 2 surfaces de charges - Modèle de Chaffois et Monnet (1985) [JEN 06].	52
Figure 37 : Exemple de géométrie du problème aux éléments finis sous PLAXIS 7.2 [CHE et al. 03].....	52
Figure 38. Classification énergétique des ouvrages pare bloc (Descoeudres, 1997).....	55
Figure 39. Charge répartie issue d'un impact localisé sur une couche de remblai [TON et al. 06].	55
Figure 40. (gauche) merlon de protection contre les chutes de blocs à double parements (Visite du site d'essai REMPARE) – (droite) merlon de protection Defencell© sans parement contre les chocs de véhicules.....	56
Figure 41 : Merlon de protection contre les chutes de blocs à simple parement, GEOROCK wall [YOS 99].....	56
Figure 42 : Forces de collision contre un élément de structure horizontal au-dessus des voies [EC1 2-7].....	58
Figure 43 : Modèle de choc [EC1-2-7].	58
Figure 44. Comparaison des forces d'impact issues de diverses formulations empiriques [MON 98].	60
Figure 45. (a) Principe du modèle, (b) Modèle élastique parfaitement plastique [TON 88].....	61
Figure 46 : Comparaison des modèles analytiques et du modèle numérique [BER 06].....	61
Figure 47 : Cycle de calcul pour une approche MED [BER 06].....	62
Figure 48 : (a) L'élément de remplissage constitué d'un agglomérat de corps distincts, (b) La cellule gabion avec son grillage métallique, (c) L'ouvrage constitué de plusieurs cellules « simplifiées » [BER 06].....	63
Figure 49 : Modélisation aux éléments distincts d'une nappe de géosynthétique ancrée dans un talus [CHA 03].	63
Figure 50. Cycle de calcul en dynamique moléculaire.	69
Figure 51. (gauche) Modèle de contact élastique-frottant (Ressorts + patin).....	72
Figure 52. Effort tangentiel de contact en fonction du déplacement tangentiel de contact en cas de glissement d'une particule sur une autre.	74
Figure 53. Modèle rhéologique de Kelvin-Voigt [BER 06].	75
Figure 54. Essais de traction sur bandes larges (5 échantillons) et sur liaisons thermoliées (5 échantillons) pour un géotextile de 1,9 mm d'épaisseur.	79
Figure 55. Principe de calibration "modélisation-expérimentation".....	83
Figure 56. Simulation d'impact sur une seule cellule.	87
Figure 57. Enfoncement de l'impactant en fonction de différentes raideurs interparticulaires du sol.....	90
Figure 58. Répartition des énergies totales dans le système.....	91
Figure 59. Répartition de l'énergie de déformation entre les différents sous-systèmes pour la modélisation de base.	92
Figure 60 : Modèle numérique d'un impact sur une nappe M3S.	93
Figure 61. Champ de déplacements de particules au cours d'un impact et illustration des zones de déformation de Terzaghi.	96

Figure 62. Comparaison de l'énergie cinétique du sol pour le sol dense, le sol léger et le sol mou.....	97
Figure 63. Comparaison des énergies dissipées par frottements dans le sol (SOL-SOL) et à l'interface sol-géotextile (SOL-GEO) pour le sol de base et le sol dense.	97
Figure 64. Comparaison des énergies potentielles de déformation dans le sol et le géotextile pour le sol de base et le sol mou.	98
Figure 65. Mise en évidence des lignes de traction concentriques au point d'impact.....	99
Figure 66. Comparaison des énergies cinétiques du sol et du bloc impactant pour le géotextile de base et le géotextile aux liaisons renforcées.	100
Figure 67. Comparaison des énergies totales potentielle élastique de déformation et dissipée par frottements pour le géotextile de base et le géotextile aux liaisons renforcées.....	100
Figure 68. Comparaison de l'énergie élastique de déformation pour le géotextile de base et le géotextile aux liaisons renforcées.....	101
Figure 69. Modélisation discrète d'un ouvrage en vue de profil.	105
Figure 70. Représentation dans l'espace de la modélisation 2D de l'impact sur un ouvrage en vue de profil.....	106
Figure 71. Détermination de l'ordre de grandeur de k_{eq} : (gauche) Illustration d'un essai de gonflement (droite) Exemple de courbes {effort-écartement} obtenues pour quatre couples de particules diamétralement opposées.....	108
Figure 72. (gauche) Identification des 3 zones de mobilité sans paroi à l'arrière - (droite) avec une paroi à l'arrière	109
Figure 73. Etat final de déformation d'un ouvrage impacté sans paroi à l'arrière.	110
Figure 74. (gauche) Ruine d'un ouvrage bloqué à l'arrière par cisaillement entre 2 lits d'alvéoles - (droite) Ruine d'un ouvrage bloqué à l'arrière par glissement des lits en zone supérieure (au-dessus de la ligne en pointillés) par rapport à la zone inférieure immobile (au-dessous de la ligne en pointillés).....	111
Figure 75. Influence du coefficient minorateur d_i appliqué au pas de temps critique Δt_{crit}	112
Figure 76. Influence de la raideur interparticulaire du sol.	113
Figure 77. Influence de la présence d'un frottement interparticulaire au niveau de l'impactant.	114
Figure 78. Influence de la vitesse initiale d'impact.	114
Figure 79. Influence de la masse volumique du sol.	115
Figure 80. Modélisation d'un impact sur matériau doté d'une capacité de fragmentation avant et après impact.....	115
Figure 81. Comparaison de l'évolution de la vitesse horizontale d'impact entre deux modèles avec et sans prise en compte de la fragmentation.	116
Figure 82. Zone de l'expérimentation.	129
Figure 83. (gauche) Géométrie de la zone de réalisation des ouvrages. Vue de profil et vue de dessus (droite).	129
Figure 84. (gauche) Photo d'un coffrage. (droite) Schéma d'un coffrage en vue de dessus.	130
Figure 85. Agrafage des bandes.	130
Figure 86. Cadre tendeur de nappe.	131
Figure 87. Mise en place d'une nappe sur le cadre.	131
Figure 88. Essai de traction sur deux bandes de papier liaisonnée par agrafage.....	132
Figure 89. Essais de traction sur les bandes ainsi que sur les liaisons de 2 bandes pour le papier sulfuré et le plastique.	132
Figure 90. Synthèse des essais de cisaillement réalisés sur le matériau sol.	134

Figure 91. Dispositif d'essai de stabilité de tranchée.	134
Figure 92. Etude de la stabilité de la tranchée selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb [TRO 03].	135
Figure 93. Résultats de 5 essais oedométriques sur le sol.	136
Figure 94. Deuxième étape de compactage du matériau.	137
Figure 95. Vue de dessus du véhicule.	138
Figure 96. Vue en plongée du véhicule.	138
Figure 97. (gauche) Vue générale de l'expérimentation, (droite) exemples de vues prises par les deux caméras rapides.	139
Figure 98. Cible retenue pour la mesure des coordonnées X / Y	140
Figure 99. (haut gauche) Enfoncement des véhicule au cours du temps, (haut droite) Vitesse des véhicules au cours du temps, (bas gauche) Accélération des véhicules au cours du temps, (bas droite) Effort du béliet sur l'ouvrage au cours du temps.	141
Figure 100. Exemple de profil reconstitué après impact au milieu de l'ouvrage avec renforcement plastique.	142
Figure 101. Déformation selon un effet membrane indiquée par la ligne en pointillés d'un lit d'alvéoles situé dans le plan horizontal d'impact (ouvrage plastique).	143
Figure 102. Exemple de profil en vue de face reconstitué après impact, à 15 cm derrière la face avant de l'ouvrage (ouvrage plastique).	143
Figure 103. Exemple de répartition quasi-symétrique des ruptures de liaisons sur un des lits situés au même niveau que le béliet impactant (ouvrage papier).	144
Figure 104. Comparaison de l'évolution de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre la simulation "de base" (notée "Courbe de base") et l'expérimentation sur modèle réduit (notée "Courbe expérimentale").	149
Figure 105. Simulation d'impact en tenant compte d'une modélisation plus réaliste de la forme de l'impactant.	150
Figure 106. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base" et "Forme réelle de l'impactant".	151
Figure 107. Comparaison du déplacement vertical de l'impactant entre les modèles "de base" et "Forme réelle de l'impactant".	151
Figure 108. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base" et "Plafond".	152
Figure 109. Illustration du phénomène d'effort de rappel selon une vue en élévation.	153
Figure 110. Modélisation de l'effort de rappel vertical à l'aide de ressorts selon une vue en élévation.	154
Figure 111. Identification des 3 zones sur une vue en élévation pour la détermination des paramètres k_{RV} et l_{RV}	155
Figure 112. Exemple de simulation d'essai de traction sur une nappe alvéolaire.	155
Figure 113. Effort de traction moyen en fonction de l'allongement horizontal de la nappe.	156
Figure 114. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base", " $F_{RV,Y,min}$ " et " $F_{RV,Y,max}$ ".	157
Figure 115. Comparaison cinématique du modèle d'impact « de base » (gauche) et « $F_{RV,Y,max}$ » (droite) au même instant. La ligne en pointillés indique la limite supérieure du dernier lit de renforcement.	157
Figure 116. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base", " $F_{RV,Y,max}$ " et "Confinement".	158
Figure 117. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base" et « rotations bloquées ».	160

Figure 118. Illustration de la loi de résistance au roulement.....	161
Figure 119. Lien entre le paramètre de forme δ et la surface de contact considérée pour le roulement.....	162
Figure 120. Illustration du modèle simplifié retenu pour notre modèle.....	162
Figure 121. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre le modèle « de base » et les modèles « frottants » notés « $\varphi =$ ».....	163
Figure 122. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « de base » et les modèles « amortis » pour différentes valeurs de α	165
Figure 123. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « de base » et les expériences (gauche) pour le renforcement papier (droite) pour le renforcement plastique.....	166
Figure 124. Illustration du modèle d'impact « vue en plan ».....	167
Figure 125. Illustration de la nouvelle modélisation de la liaison interparticulaire du renforcement.....	168
Figure 126. Cas du renforcement papier - Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « vue en plan » pour différentes valeurs d'amortissement α	169
Figure 127. Cas du renforcement plastique - Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « vue en plan » pour différentes valeurs d'amortissement α	170
Figure 128. Illustration du phénomène de "flambement" d'une nappe vers le haut en vue de profil.....	170
Figure 129. Etat de la nappe en fin d'impact.....	171
Figure 130. Différentes orientations possibles des liaisons intercellulaires.....	176

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé.

Le domaine des sols renforcés s'est développé à partir des années 1970, et fait, depuis, l'objet de nombreuses recherches. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par une certaine souplesse. Parmi ces éléments de renforts, on trouve le géocellulaire, qui est une structure en géotextile tridimensionnelle mise au point par J.F. Vignon en 1978 afin de lutter contre les érosions. Depuis plusieurs années, la société Sol Solution innove et développe ce procédé de structure alvéolaire sous le nom de M3S®.

Depuis 1996, en partenariat avec le laboratoire LERMES de l'Université Blaise Pascal de Clermont Ferrand, des travaux de recherches, notamment ceux de Reiffsteck en 1996 et ceux de Racana en 2002 ont été conduits afin d'affiner les connaissances du comportement mécanique d'un ouvrage en sol renforcé par géotextile M3S®, de faire évoluer le procédé et de mettre en place les notes de calcul utilisées par Sol Solution pour le dimensionnement.

Suite à ces travaux Sol Solution a souhaité étudier le comportement dynamique des murs M3S® afin d'en élargir les applications aux constructions en zones sismiques, voire dans des situations où peuvent être présents les risques de chocs ou d'explosions. C'est l'objet du présent travail de thèse.

Pour ce faire, la démarche consiste alors à développer un modèle numérique sur la base de certaines hypothèses simplificatrices et conduisant ainsi à l'utilisation d'un nombre plus ou moins grand de paramètres régissant ce modèle. Par la suite, plusieurs séries d'expérimentations permettent le calage de chacun de ces paramètres, et ce, dans le but d'obtenir un modèle numérique adapté dans l'idéal à toutes les configurations d'ouvrages possibles. Une telle démarche met ainsi en avant le développement de deux approches qui sont l'approche numérique d'une part et l'approche expérimentale d'autre part. Chacune d'entre elles comporte néanmoins des caractéristiques et des limites qu'il apparait nécessaire de rappeler.

En pratique, les mécanismes géotechniques réels sont complexes à modéliser car les lois physiques et les outils mathématiques permettant de conduire aux équations régissant ces mécanismes font souvent l'objet de nombreuses simplifications et ne permettent que « d'approcher » le réel. Le fonctionnement des outils numériques repose sur ces équations « simplifiées » et ne peuvent donc à leur tour qu'**approcher** les mécanismes réels. Dans certains cas cependant, lorsque les équations théoriques s'avèrent pertinentes pour résoudre un problème donné, alors les résultats du modèle numérique peuvent être d'une grande précision. Cependant, cela implique le recours à des lois de comportement sophistiquées utilisant de très nombreux paramètres d'entrée. Leur gestion par l'outil numérique peut alors s'avérer complexe en termes d'implémentation et très longue en termes de temps. Ainsi, attendre une grande précision d'un modèle numérique implique que les lois théoriques de comportement soient fiables et que l'on dispose d'une maîtrise avancée des outils de développement (ce qui peut requérir plusieurs mois, voire, de plusieurs années suivant la complexité du phénomène à modéliser et l'ergonomie de l'outil). Se pose enfin le problème de l'accessibilité pour un ingénieur puisque le modèle final nécessite la saisie de données d'entrée parfois purement théoriques, dont la représentation physique peut s'avérer délicate et dont l'obtention par des essais réels *in situ* ou en laboratoire est complexe, voire impossible.

En géotechnique, l'approche expérimentale comporte elle aussi ses limites. Envisager une approche purement expérimentale pour répondre à une problématique consiste à réaliser plusieurs expérimentations afin d'obtenir un maximum de résultats pour une large gamme de configurations. Lorsque ces résultats sont présents en grande quantité, ils permettent d'aboutir à des interprétations empiriques du phénomène étudié et parfois à l'établissement de lois empiriques de comportement. Une telle démarche présente l'avantage de pouvoir représenter des phénomènes réels par le biais d'expérimentations réelles. Aucune approximation ou hypothèse concernant les « données d'entrée »

n'est alors considérée. En revanche, multiplier les expérimentations à échelle réelle demande des moyens logistiques et financiers conséquents, surtout lorsque le phénomène à étudier concerne des ouvrages de taille importante ou des sollicitations mécaniques complexes. Pour parer à cette difficulté, grand nombre de travaux de recherche ont alors recours aux modèles réduits plus rapides à mettre en œuvre et nécessitant des moyens moins importants, ce qui permet non seulement une plus grande multiplicité des essais mais requiert aussi un temps de réalisation plus court. Cependant, une difficulté importante réside dans la conception de ces expériences à échelle réduite. En effet, la transition de l'échelle réelle à l'échelle réduite se fait le plus souvent par le biais des lois de similitude. Le problème vient alors du fait que la plupart des grandeurs physiques sont reliées entre elles, ce qui rend impossible leur passage à l'échelle indépendamment les unes des autres. Bien qu'il soit possible de corriger en partie ces problèmes par l'emploi de matériaux spécifiques constituant le modèle réduit ou encore, en réalisant des expériences au sein d'une centrifugeuse, la « similitude parfaite » est impossible à obtenir.

Il est ainsi important de confronter toutes ces caractéristiques au contexte d'un travail de thèse en partenariat avec une entreprise. En effet, les attentes et les moyens mis à disposition par celle-ci peuvent se révéler incompatibles avec ces contraintes de temps d'une part ou de faisabilité d'autre part. Il s'avère alors indispensable d'établir des compromis entre la limite des 3 années de thèse et l'obtention de résultats pertinents pour répondre à la problématique posée.

L'approche qui a été adoptée pour cette étude est présentée comme suit :

Le premier chapitre présente le procédé de renforcement de sol par structures alvéolaires M3S® ainsi que les mécanismes de confinement et d'interactions cellulaires régissant son comportement mécanique. Les procédures usuelles de justification de ces ouvrages sur le plan normatif sont ensuite rappelées. L'ensemble des observations issues des travaux de R&D conduits à ce jour permettent de mettre l'accent sur la capacité de ces ouvrages à répondre à des sollicitations dynamiques.

Devant l'ampleur d'une étude exhaustive sur la réponse dynamique des ouvrages en général, il s'est avéré nécessaire de concentrer nos travaux sur un contexte dynamique particulier. Dans ce but, le deuxième chapitre dresse un état de l'art d'ouvrages sollicités dynamiquement. Trois sollicitations classiquement rencontrées dans le domaine du Génie Civil ont été retenues ; les séismes, les explosions et les chocs.

Cette première partie permet d'établir un contexte d'étude précis. Sont ainsi identifiés : l'ouvrage, la sollicitation dynamique de type choc et les outils à disposition permettant de répondre à la problématique (approche numérique et expérimentale).

Dans le troisième chapitre, nous avons recours à une approche numérique préliminaire par le biais de la méthode des éléments discrets en 2D. On rappelle brièvement le principe de la méthode ainsi que les caractéristiques et les paramètres qui ne concerneront que notre contexte d'étude.

Le quatrième chapitre présente un modèle d'impact dans le plan d'une nappe alvéolaire. Il a pour but d'étudier le comportement mécanique du renforcement (déformation et ruine) et les mécanismes intercellulaires pouvant exister lors de l'impact.

Le cinquième chapitre présente un modèle d'impact de l'ouvrage selon un profil en travers. Ce modèle a pour but d'étudier les mécanismes de déformations et de ruine d'un empilement de nappes alvéolaires.

Cette deuxième partie permet de présenter les deux modèles numériques développés et ainsi d'identifier non seulement les paramètres micromécaniques les plus influents mais aussi les mécanismes de ruine et de déformation d'un ouvrage impacté.

Le sixième chapitre présente l'expérimentation d'impacts sur deux ouvrages modèles réduits réalisée sur la base des observations réalisées précédemment. Les deux types de renforcement retenus (papier et plastique) ainsi que le matériau de remplissage des deux ouvrages font l'objet d'une caractérisation par le biais d'essais en laboratoire. Les caractéristiques du véhicule impactant ainsi que

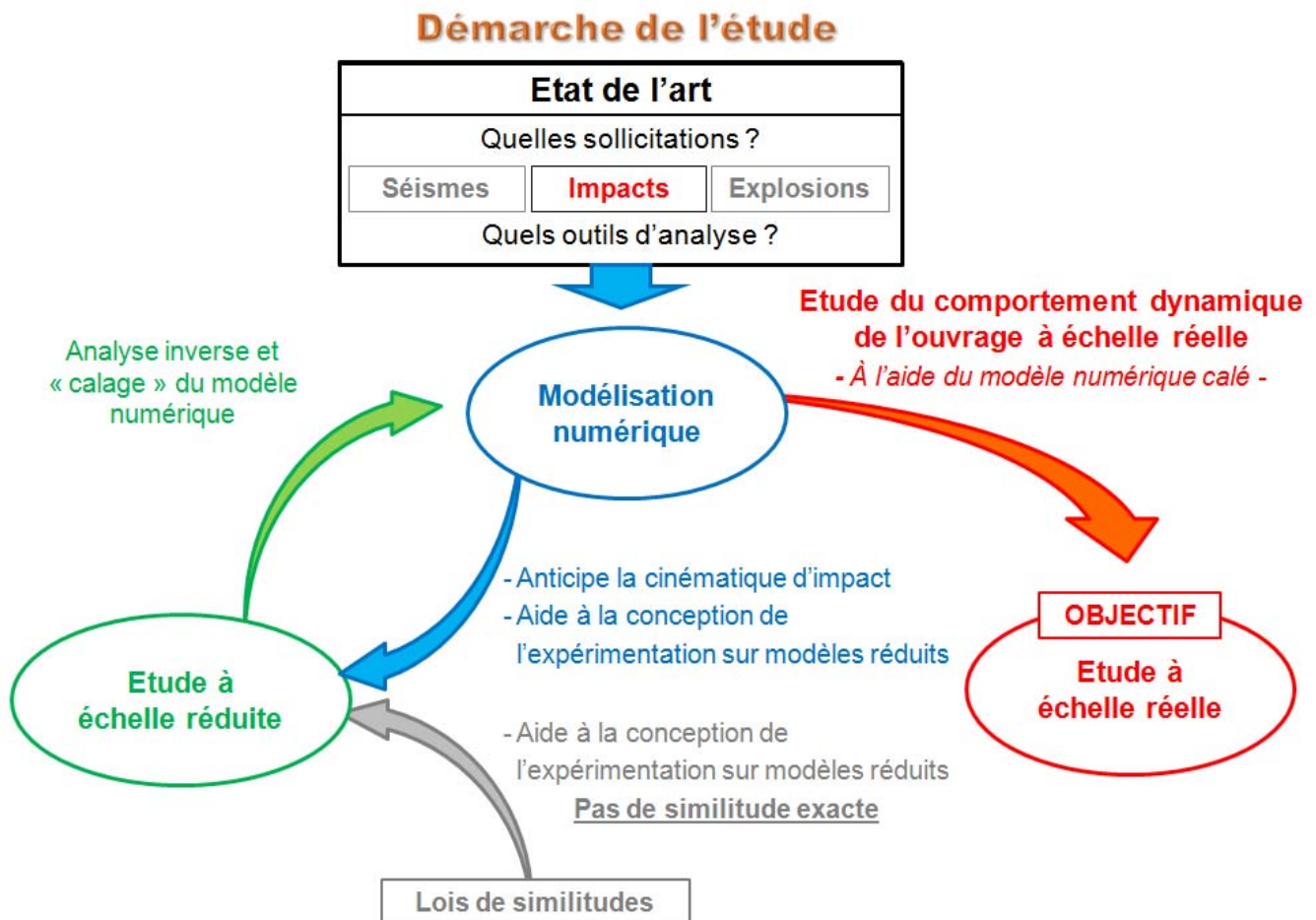
celles des deux caméras rapides ayant enregistré l'impact sont aussi présentées. Enfin, les résultats et les observations issus de cette expérimentation permettent de conclure sur cette approche expérimentale.

Le septième chapitre s'appuie sur les résultats expérimentaux pour affiner les paramètres et les lois de comportement régissant les deux modèles numériques précédemment développés. Un calage est ainsi effectué.

Le huitième chapitre vient conclure ce travail en confrontant une synthèse de l'ensemble des résultats obtenus à la problématique posée, l'objectif étant de dégager ainsi la capacité de ces ouvrages à répondre à différents contextes d'impacts que l'on distinguera.

Cette troisième et dernière partie permet de confronter les résultats issus de l'approche numérique à ceux issus de l'approche expérimentale. La pertinence des hypothèses retenues dans l'approche numérique est ainsi évaluée. Sur la base de l'ensemble des résultats obtenus, des perspectives en vue d'applications industrielles sont finalement dégagées.

Le schéma suivant illustre la démarche présentée précédemment :



Première partie - Contexte

Chapitre 1. Présentation du procédé M3S®

1.1. Introduction

Ce chapitre s'attache à présenter le renforcement de sols par géosynthétiques tridimensionnels dont fait partie le procédé M3S®. On étudiera aussi les différents matériaux constitutifs d'un ouvrage en sol renforcé par géocellulaires M3S® ainsi que les lois de comportements retenues dans l'étude de ce type d'ouvrage. Enfin, les différentes applications et les travaux de recherche ayant conduit à la volonté de mener une étude dynamique de ce procédé seront exposés.

1.2. Sol renforcé par géosynthétiques tridimensionnels

1.2.1. Renforcement de sol

Le renforcement de sol est une technique qui consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol (portance, cohésion), lorsque celui-ci est peu favorable à la construction. D'une manière générale, deux méthodes sont employées, les méthodes par densification et les méthodes par inclusions.

D'une manière générale, le renforcement par densification consiste à modifier les propriétés mécaniques du sol considéré par des techniques de chargement (préchargement, consolidation par le vide), de compactage (vibroflottation, compactage dynamique, compactage par explosifs) ou encore par des techniques d'injection de liant ou de matériau solide (chaux, résines ou coulis mélange de sable et de ciment).

L'insertion d'inclusions dans le sol est une deuxième technique permettant son renforcement. Le sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance à la traction, voit ses caractéristiques mécaniques améliorées par l'ajout de ces inclusions. Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement : matériaux granulaires, des ancrages rigides ou encore des géosynthétiques... Le principe de renforcement par inclusions, les interactions entre les matériaux et les comportements mécaniques des ouvrages en sol renforcé selon cette méthode sont plus particulièrement développés dans [SCH et al. 94].

1.2.2. Géosynthétiques

L'utilisation des géosynthétiques pour élaborer des massifs en sol renforcé est apparue dans les années 1970. C'est un des dérivés de la « terre armée » datant des années 1950. Le principe de la terre armée est de superposer des couches de sol compacté et des lames métalliques reliées à des éléments de parements (écailles en béton armé, cages métalliques confinant des granulats...) pour construire un massif de remblai dont la fonction la plus courante est le soutènement. Les efforts de poussée des terres ainsi appliqués au parement sont repris par ancrage des lames métalliques dans le remblai arrière. Un ouvrage de soutènement utilisant des géosynthétiques suit la même logique de conception, ces derniers remplaçant les lattes métalliques de la terre armée.

Les géosynthétiques apparaissent de manière générale sous la forme de longues bandes ou nappes et sont des matériaux fabriqués à partir de granulés de polymères (polyéthylène, polypropylène, polyester, fibres de verre, fibres végétales...). Différentes opérations industrielles (extrusion, étirage, calandrage, thermoliage,...) leur sont ensuite appliquées, procurant à chaque géosynthétique des caractéristiques morphologiques et mécaniques spécifiques. On trouvera un descriptif plus détaillé des différents types de géosynthétiques dans les travaux de Reiffsteck [REI 96].

Les géosynthétiques possèdent plusieurs fonctions mécaniques et/ou hydrauliques. Ils servent ainsi comme séparation de différentes couches de sols, pour drainer ou filtrer de l'eau ou des gaz présents dans le milieu, et enfin pour renforcer des sols par inclusions selon un principe comparable à l'armement du béton. Dans le cadre de cette dernière utilisation, les caractéristiques mécaniques du sol

renforcé sont augmentées. Les gains dépendent des caractéristiques morphologiques et mécaniques des géosynthétiques utilisés.

Les géotextiles représentent une famille importante des géosynthétiques et regroupent notamment des structures de forme alvéolaire (on parle aussi de géocellulaires) dont fait partie le procédé M3S®. Les propriétés et le comportement mécanique de ce procédé sont développés au paragraphe suivant. La figure 1 présente des exemples de géocellulaires.

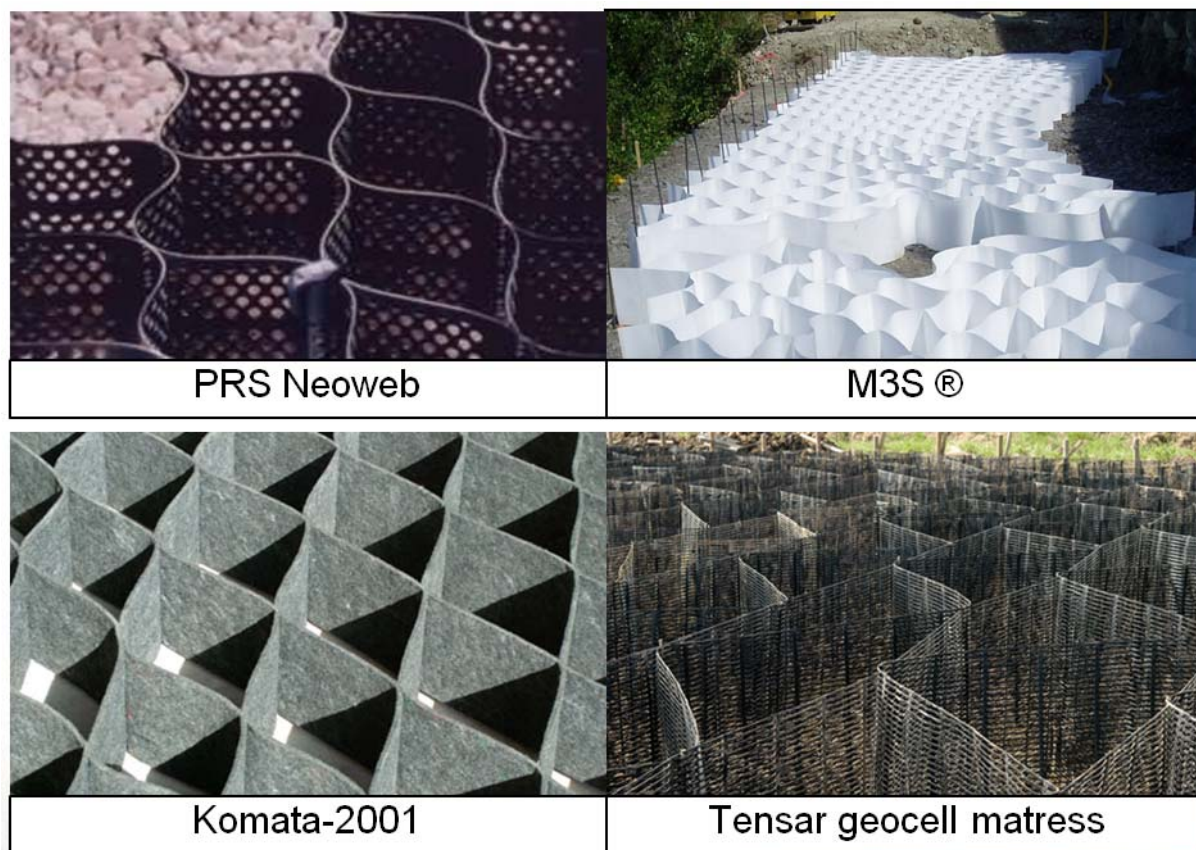


Figure 1. Exemples de géocellulaires

1.3. Mise en œuvre et applications du procédé M3S®

Le procédé de renforcement M3S®, *Massif System Sol Solution*, a été développé par l'entreprise Sol Solution. Il est issu du procédé alvéolaire ARMATER® dont la première application était la lutte contre l'érosion. M3S® s'inscrit quant à lui dans les techniques de renforcement de remblais par empilement de plusieurs nappes alvéolaires. En 2005, il a bénéficié du label IVOR, label récompensant chaque année les meilleures innovations dans le domaine du génie civil, innovations dont le succès a auparavant été prouvé au travers de réalisations. A ce jour, près de 100 ouvrages utilisant le procédé M3S® ont été construits.

On revient ici sur les caractéristiques de ce type de structure. Après une brève description des principes mécaniques et de mise en œuvre du procédé, les différents domaines d'application sont soulignés. Ensuite, on reviendra sur les caractéristiques des différents matériaux constitutifs d'un ouvrage M3S®, puis sur les travaux de recherches effectués auparavant. On souligne enfin le potentiel des ouvrages M3S® pour répondre à des problèmes de sollicitations dynamiques.

1.3.1. Principe du procédé

La technique consiste à confiner la terre utilisée dans des cellules en géosynthétique. Le composite ainsi constitué présente l'avantage d'utiliser des matériaux *in situ* (sol ou autre matériau granulaire), d'être mis en œuvre rapidement et, sur un plan mécanique, de marier deux matériaux, sol et géocellulaire, dont la rhéologie et la géométrie garantissent à la fois la stabilité du mur, et selon les sols, un drainage du remblai soutenu.

La figure 2 schématise le principe de réalisation d'une nappe alvéolaire M3S à partir d'une bande de géotextile.

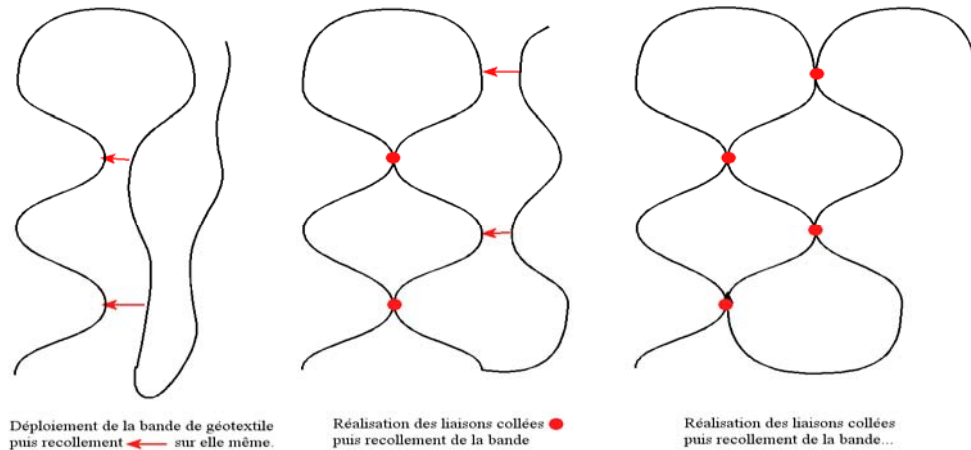


Figure 2. Principe de réalisation d'une nappe à partir d'une bande

Sur la figure 3 sont présentés une cellule, une nappe cellulaire pliée et dépliée, ainsi qu'un exemple de structure constituée d'un empilement de nappes.

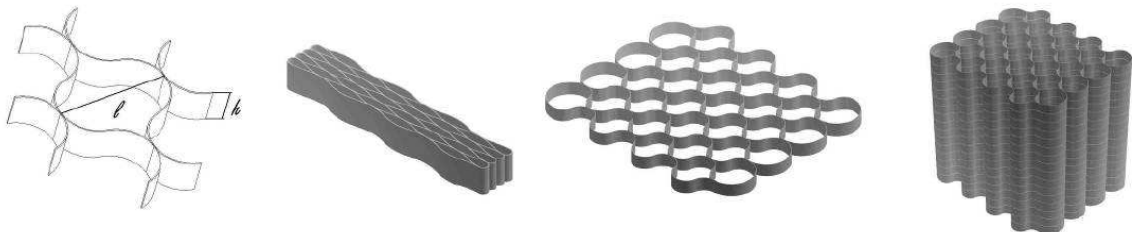


Figure 3. Cellule, nappe pliée, nappe dépliée et empilement de nappes M3S®.

1.3.2. Mise en œuvre

Une nappe de géotextile est posée sur le sol, puis mise en tension par des fiches métalliques. Elle est ensuite remplie de matériau granulaire que l'on vient compacter. La nappe reste alors mise en tension malgré le retrait des fiches. Une autre nappe peut alors être posée au-dessus et remplie de matériau qui sera compacté à son tour. On répète le processus jusqu'à atteindre la hauteur de l'ouvrage souhaitée. Un mur est ainsi construit par empilement successif de nappes. La figure 4 illustre les étapes de réalisation d'un ouvrage renforcé par géocellulaires M3S®.

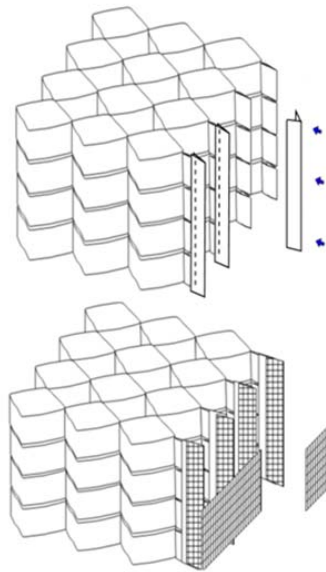


Figure 4. Etapes de mise en œuvre.

Un ouvrage M3S® complet comprend généralement deux types de nappes. Le premier englobe les nappes référencées ALV aussi couramment appelées « sans oreilles ». Ces nappes correspondent à la géométrie présentée sur la figure 3 et sont prévues pour être enterrées. Le second type englobe quant à lui les nappes référencées F-ALV aussi couramment appelées « avec oreilles ». Ces nappes constituent l'essentiel de l'ouvrage, ne sont donc pas enterrées et se distinguent des ALV par la présence d'une excroissance de nappe sur la face avant de l'ouvrage. Ces excroissances surnommées « oreilles », vont permettre la fixation de bandes de rives sur lesquelles pourra être placé un parement végétalisé ou minéralisé, comme le montre la figure 5.

1.3.3. Applications

Le procédé M3S® trouve ses applications dans la réalisation de murs de soutènement sous chaussées, de talus raidis, de merlons de protection, de murs anti-bruit et de cuvelages de centres d'enfouissement techniques, mais aussi pour la consolidation des sols après glissement de terrain. Le système semble aussi bien adapté à l'application du confinement de cuve, comme présenté sur la figure 6.



5) Mise en place d'une structure de parement



Rendu de parement végétal



Rendu de parement minéral



Rendu de parement fleuri

Figure 5. Mise en place d'une structure de parement et exemple de rendus



Soutènement de grande hauteur (15 m)
Contournement nord, Brive la gaillarde (19)



Utilisation de matériaux allégés
Elargissement de l'A31, Jouy-aux-arches (57)



Confinement de cuve
Arco Chimie, Fos sur Mer (13)



Raidissement de parois de CET
CET, Le Verger (35)

Figure 6. Exemples d'applications du procédé (ouvrage de grande hauteur, élargissement autoroutier en massif alléger, confinement de cuve, CET...).

1.4. Comportement mécanique et dimensionnement

Le comportement mécanique de ces ouvrages composites repose sur des modèles de comportement mécanique des différents matériaux constitutifs. Le sol ou tout autre matériau granulaire utilisé intervient dans la construction de l'ouvrage, il fait office de fondation de l'ouvrage et il constitue le remblai arrière exerçant des efforts sur l'ouvrage. Le géosynthétique intervient quant à lui en tant qu'élément d'inclusion dans le sol, il y joue le rôle de renforcement et sa présence implique d'étudier non seulement son comportement mécanique intrinsèque mais aussi son interface avec le sol.

Durant son existence, l'ouvrage réalisé est soumis à un ensemble d'efforts permanents ou accidentels face auxquels il doit pouvoir résister tout en continuant de remplir sa fonction (soutènement, merlon, etc...). Les vérifications de ces résistances constituent les règles de conception et de dimensionnement de ces ouvrages.

1.4.1. Sol

Le milieu granulaire peut être considéré comme un milieu continu à l'échelle macroscopique. On utilise un modèle élastique parfaitement plastique afin de caractériser le sol, pour lequel on définit le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .

Le critère de plasticité utilisé est le critère de Mohr-Coulomb, qui dans le plan de Mohr (σ , τ) est représenté sur la figure 7.

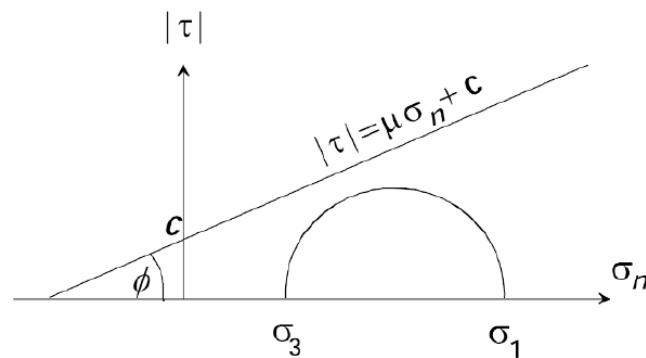


Figure 7. Critère de plasticité dans le plan de Coulomb.

Ce critère s'écrit :

$$f(\sigma) = |\tau| - \mu \cdot \sigma_n - c \leq 0 \quad (E 1)$$

Avec :

$\mu = \tan \varphi$	coefficient de frottement interne
φ	angle de frottement interne
σ_x	contrainte tangentielle (contrainte de cisaillement)
c	cohésion

On peut également exprimer ce critère en fonction des contraintes principales :

$$\sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi) - \sigma_3 (1 + \sin \varphi) - 2 \cdot c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad (E 2)$$

Avec :

σ_1, σ_3	contraintes principales dans le plan de Coulomb
----------------------	-------------------------------------------------

Les propriétés mécaniques des sols montrent une faible résistance à la traction et au cisaillement sous faible état de contrainte. Le principe de renforcement de sol est la mise en place d'inclusions, éléments de renforts qui améliorent cette résistance à la traction.

Pour un sol, on définit également la dilatance. L'angle de dilatance caractérise la capacité qu'a le matériau à augmenter de volume sous l'effet du cisaillement. Sa valeur est importante, notamment lorsque l'on est en présence de sables lâches pour l'étude de la liquéfaction des sols sous l'effet des séismes. Sa valeur peut être négative, positive ou nulle. Dans le cas des sols courants, on exprime sa valeur ψ en fonction de celle de l'angle de frottement interne ϕ , selon la règle suivante [JOU 07] :

$$\begin{aligned}\psi &< 0 && \text{pour les sables très lâches} \\ \psi &= \phi - 30^\circ && \text{pour } \phi > 30^\circ \\ \psi &= 0 && \text{pour } \phi < 30^\circ\end{aligned}$$

Une dilatance nulle correspond à un matériau élastique parfaitement plastique. Lorsque le matériau atteint la plasticité, il n'y a pas de dilatance c'est un cas assez courant pour les argiles ou les sables de densité faible ou moyenne.

1.4.2. Géotextile

Le géotextile utilisé dans le procédé M3S® est un non-tissé thermolié, constitué de filaments de polypropylène (70%) et de polyéthylène (30%). Les nappes cellulaires sont assemblées à partir d'une seule et même bande de géotextile. Les caractéristiques mécaniques déterminées à partir des essais définis par les normes sont décrites dans le tableau 1.

Caractéristique	Norme	Unité	Valeur
Masse surfacique	NF EN 965	g/m ²	330
Résistance à la traction	NF EN ISO 10319	kN/m	25
Déformation à l'effort maximal	NF EN ISO 10319	%	25
Résistance au poinçonnement CBR	NF EN ISO 12236	kN	4,3

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques du géotextile [RAC 02].

L'allongement à la rupture est de 25% (aujourd'hui, les innovations apporté au matériau amène une valeur de déformation de l'ordre de 30%), ce qui caractérise souvent un matériau ductile. Ce paramètre influe de manière importante sur le comportement à la rupture du massif renforcé.

Les propriétés mécaniques à prendre en compte pour caractériser le géotextile [RAC 02] utilisé sont sa résistance à la traction R_t , exprimée en $kN.m^{-1}$ et les paramètres de raideur. La courbe de déformation sous traction n'étant pas linéaire, ces derniers sont définis par un module initial J_1 et un module sécant J_2 correspondant à l'état de déformation ε_2 .

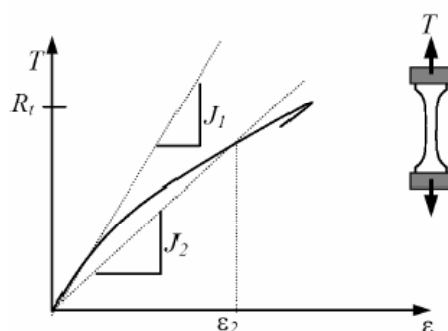


Figure 8. Courbe de traction et caractéristiques d'un géotextile [RAC 02].

1.4.3. Interface sol - géotextile

L'interface entre le sol et le géotextile joue un rôle important dans la constitution du matériau composite. On choisit pour caractériser cette interface un modèle élastoplastique parfait [REI 96], [RAC 02] avec pour grandeurs caractéristiques :

- le module de cisaillement ;
- la raideur à l'interface E_{int} ;
- la contrainte de cisaillement maximale à l'interface τ_{max} .

La loi de comportement de l'interface est présentée sur la figure 9.

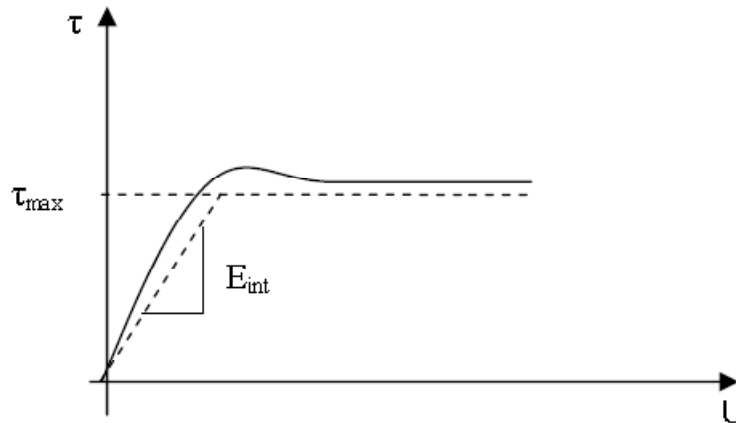


Figure 9. Contrainte de cisaillement à l'interface suivant le déplacement relatif [RAC 02].

1.4.4. Modèle continu équivalent : méthode d'homogénéisation

Il est possible de considérer le complexe {sol - géocellulaire} à l'échelle macroscopique, comme c'est le cas dans son utilisation pour les ouvrages de soutènement, comme un matériau homogène.

Plusieurs études et expérimentations ont été effectuées sur l'interaction alvéolaire afin de déterminer le modèle de matériau à utiliser ainsi que ses caractéristiques, par Reiffsteck, Rajagopal et al., Dash et al., Madhavi Latha [REI 96], [RAJ et al. 98], [MAD 05] .

Il en est ressorti que le renforcement par géocellulaires apportait au sol une cohésion apparente, par son confinement, que l'on peut calculer en fonction de la contrainte de confinement, elle-même déterminée expérimentalement. Ces calculs découlent de la théorie de Henkel [HEN 52]. Le matériau homogénéisé est anisotrope en raison de l'orientation privilégiée des inclusions de renforcement.

La figure 10 illustre cet apport de cohésion apparente dans la représentation du critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

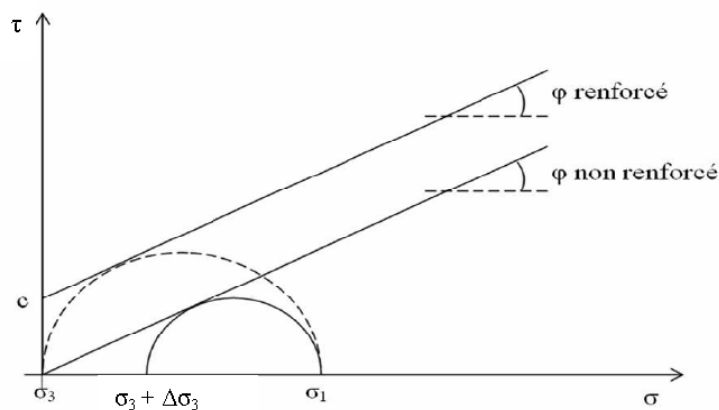


Figure 10. Apport de cohésion par le renforcement géocellulaire [JOU 07].

L'incrément de pression de confinement est déterminé par essai triaxial sur une cellule (sol et géosynthétique), et s'écrit [RAC 02]:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2J}{D} \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a} \quad (E\ 3)$$

Avec :

J	modulé sécant du géotextile sous l'état de déformation ε_a
D	diamètre initial de la cellule
ε_a	déformation verticale

La cohésion apparente c peut alors être déterminée :

$$c = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \sqrt{K_p} \quad (E\ 4)$$

Avec le coefficient de butée des terres :

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (E\ 5)$$

1.4.5. Généralités sur le dimensionnement de ces ouvrages

Le contexte normatif français et européen regroupe un grand nombre de textes permettant de justifier et d'assurer la pérennité de l'ouvrage dans le temps, de son étape de conception à son étape de réalisation. Chacun de ces textes contient des informations ou des données susceptibles d'intervenir dans les procédures calcul, permettant ainsi aux ouvrages d'être dimensionnés dans la quasi-totalité des configurations (de topographie du site, de matériaux présents *in situ*, de sollicitations mécanique appliquées à l'ouvrage...) pouvant exister. L'objectif du dimensionnement d'un ouvrage consiste à vérifier sa stabilité vis-à-vis de plusieurs mécanismes de ruine induits par les efforts appliqués à l'ouvrage ou à sa zone d'implantation. On parle alors de vérifications vis-à-vis d'états limites.

Ce paragraphe ne détaillera pas l'intégralité des procédures de calcul à suivre pour dimensionner des ouvrages en sol renforcé, seuls les mécanismes généraux seront rappelés. On renverra le lecteur aux différents textes normatifs présentés ci-après dans lesquels sont présentés l'ensemble de ces procédures.

1.4.5.1. Contexte réglementaire

Les documents qui font référence en ce qui concerne l'action du sol sur le mur, la définition et les valeurs caractéristiques de ces actions, la définition des différents états limites (ultimes et de service), ainsi que les combinaisons d'actions, les sollicitations de calcul et les résistances, sont les normes relatives aux ouvrages de soutènements, à savoir :

- DTU 13.12 ;
- Fascicule 62 titre V ;
- EN 1990 Eurocode 0 : « Bases de calcul des structures » ;
- EN 1997-1 Eurocode 7 : « Calcul géotechnique, partie 1 : Règles générales » ;
- EN 1998-1 Eurocode 8 : « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes –
Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les
bâtiments » ;
- EN 1998-1/NA Annexe nationale à la norme EN 1998-1 ;

- EN 1998-5 Eurocode 8 : « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques » ;
- EN 1998-5/NA Annexe nationale à la norme EN 1998-5 ;
- NF EN 14475 « Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Remblais renforcés » ;
- XP G 38064 Projet de norme expérimentale (à l'enquête) relatant :
 - o De l'utilisation des géotextiles et produits apparentés ;
 - o Des ouvrages en sols rapportés renforcés par armature ou nappes souples et extensibles ;
 - o Du dimensionnement et de la conception de ces ouvrages ;
- Recommandations pour l'Emploi des Géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre du C.F.G. ;
- NF P 94270 « Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué».

1.4.5.2. Règles de justification sous sollicitations

La partie 4.7 de la norme NF P 94270 définit les états limites ultimes et de services à considérer pour la vérification de stabilité d'un ouvrage de soutènement. A savoir :

- les états-limites d'instabilité externe locale, par glissement de l'ouvrage sur sa base ou par poinçonnement du sol de fondation ;
- l'état-limite d'instabilité générale, par grand glissement de la zone d'implantation de celui-ci, le long d'une ligne de rupture extérieure à l'ouvrage ;
- les états-limites d'instabilité interne de l'ouvrage ;
- l'état-limite d'instabilité mixte, par un mécanisme de rupture similaire à celui de l'instabilité générale en considérant des lignes de rupture interceptant à la fois les zones extérieures à l'ouvrage et les différents lits de renforcements.

L'ensemble de ces justifications fait intervenir l'utilisation des facteurs partiels de sécurité venant pondérer les efforts sollicitants, les paramètres mécaniques des matériaux constitutifs et les efforts résistants.

Stabilité externe. Les massifs M3S sont vérifiés en considérant a priori que la masse de sol renforcée réagit aux sollicitations extérieures comme un corps rigide, hypothèse similaire à celle faite pour les murs renforcés par des éléments plans. Comme pour un mur de soutènement, la stabilité externe d'un ouvrage renforcé concerne la stabilité vis-à-vis du glissement sur sa base et du poinçonnement de son sol support. Par ailleurs, La NOTE 3, partie 4.7.2 de la norme NF P 94270 indique : « *Le risque de basculement d'un massif en sol renforcé, qui serait précédé par un poinçonnement, n'est pas à considérer au titre de l'instabilité externe.* »

Chaque vérification consiste ainsi à s'assurer que la résultante pondérée des efforts sollicitants (Poussée des terres, surcharges exercées sur l'ouvrage...) soit inférieure à la résultante pondérée des efforts résistants (Résistance au cisaillement le long de la base de l'ouvrage, capacité portante du sol de fondation...). La figure 11 illustre ces deux mécanismes de ruine.

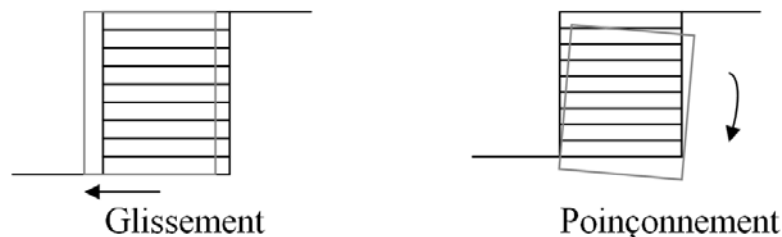


Figure 11. Mécanismes de ruine de glissement et de poinçonnement à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité externe.

Stabilité générale. Cette justification est commune à tous les ouvrages de soutènement et consiste à vérifier la stabilité de la zone d'implantation de l'ouvrage vis-à-vis d'un risque de grand glissement. Pour cela, on considère différentes surfaces de rupture le long desquelles le grand glissement est susceptible de se produire. Cette surface de rupture délimite ainsi deux zones, un volume de sol situé au-dessus de la surface susceptible de glisser (aussi appelé « bloc actif ») et le reste du massif situé en dessous de la surface de rupture (appelé « bloc passif »). La stabilité du bloc actif est alors assurée si la résultante pondérée des efforts sollicitants (poids propre du bloc, surcharges σ appliquées au bloc...) est inférieure à la résultante pondérée des efforts résistants (Résistance au cisaillement le long de la surface de rupture τ ...). La stabilité générale concerne une zone d'environ trois fois la hauteur active de l'ouvrage de part et d'autre. Elle peut prendre en compte un site dans sa globalité et s'avère particulièrement importante pour les ouvrages implantés sur de fortes pentes. La figure 12 illustre ce mécanisme de ruine.

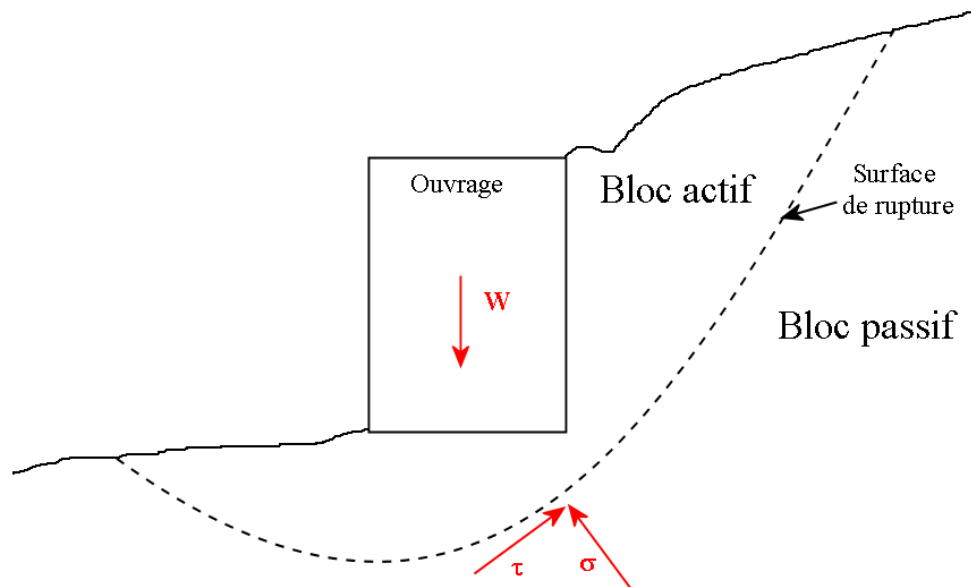


Figure 12. Mécanisme de ruine à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité générale.

Stabilité interne. La justification de la stabilité interne des massifs M3S consiste à vérifier que la cohésion apparente induite par la structure cellulaire M3S permet d'assurer l'équilibre pour toutes les surfaces de rupture potentielles présentes au sein du massif.

La prise en compte des effets à long terme (fluage, endommagement, dégradation chimique) est réalisée par une réduction forfaitaire de la résistance à la traction des géotextiles selon les recommandations en vigueur.

Cette justification est faite selon le même principe que celui employé pour la vérification de stabilité générale et les surfaces de rupture considérées ne se situent par contre **qu'au sein** de l'ouvrage.

Stabilité mixte. Cette justification consiste à vérifier la stabilité du massif M3S selon le même principe que la stabilité générale et vis-à-vis de surfaces de rupture interceptant non seulement la zone extérieure à l'ouvrage mais aussi le volume de l'ouvrage.

1.4.5.1. Règles de justification sous sollicitations dynamiques

Les différentes vérifications présentées précédemment s'appliquent non-seulement pour les sollicitations statiques mais aussi pour les sollicitations dynamiques. Bien que cet aspect soit plus largement développé au chapitre 2, le principe de prise en compte de ce type de sollicitation revient généralement à remplacer l'effort dynamique par un effort statique équivalent pondéré, puis à suivre la même démarche précédente.

1.5. Travaux de recherche effectués

Un ensemble de travaux de recherche et d'expérimentations ont permis de valider le comportement mécanique des ouvrages en sol renforcé par géocellulaires M3S®. L'objectif est ici de présenter les principaux résultats issus de ces travaux.

1.5.1. Effet cabestan

L'apport du M3S® par rapport au géocellulaire ARMATER® est la suppression des liaisons par couture entre les cellules, et leur remplacement par un mode d'assemblage par collage, ce qui est une avancée considérable dans l'optimisation du renforcement de sol par géocellulaire. Dans son étude et la caractérisation de ce nouveau procédé, Racana [RAC 02] a mis en avant le comportement d'un massif renforcé par géocellulaires qui, au-delà du confinement apporté au matériau, développe un effort d'ancrage par mise en butée du sol du fait de l'ondulation des nappes. Les contraintes appliquées au droit de la nappe mobilisent alors une résistance au cisaillement par frottement à l'interface sol-renforcement. Cet effet est appelé l'effet Cabestan. Il est illustré sur la figure 13 avec un essai de traction d'une nappe ondulée ancrée dans un massif. La figure 13 (droite), est issue d'une modélisation plane effectuée à l'aide du logiciel FLAC2D et reproduit le même essai de traction que sur la figure 13 (gauche). Est représenté, selon l'axe X, l'état des contraintes générées à l'intrados des parties courbes de la bande. On observe alors le phénomène de mise en butée du sol.

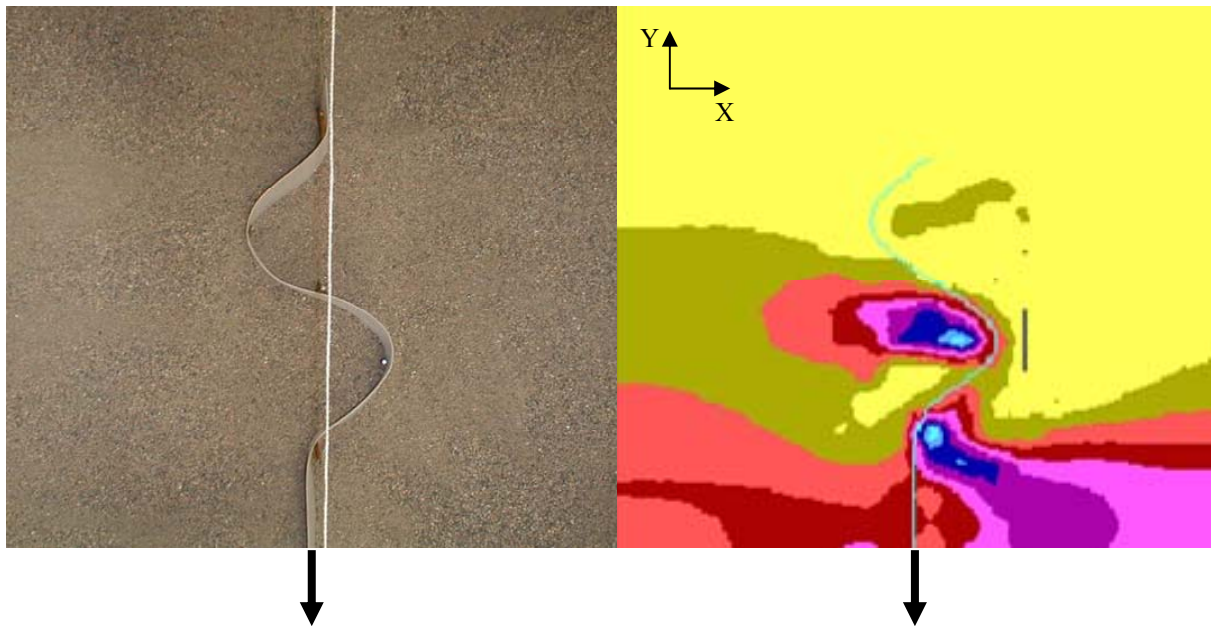


Figure 13 : Principe de l'effet cabestan d'une nappe ondulée (gauche) et modélisation numérique associée (droite) [RAC 02].

1.5.2. Phénomène de pavés autobloquants et conséquence sur les liaisons intercellulaires

L'une des caractéristiques majeures du procédé M3S® est le remplacement des liaisons couturées présentes dans le procédé ARMATER par des liaisons thermoliées. Une expérimentation réalisée par Racana dans ses travaux a consisté à évaluer l'influence de la densité de remplissage des alvéoles sur la déformation globale de toute une nappe. Pour cela, il a reproduit une nappe alvéolaire en modèle réduit dépourvue de liaisons intercellulaires qu'il a remplie à l'aide de rouleaux de Schneebeeli à différents états de densité (cf. figure 14).

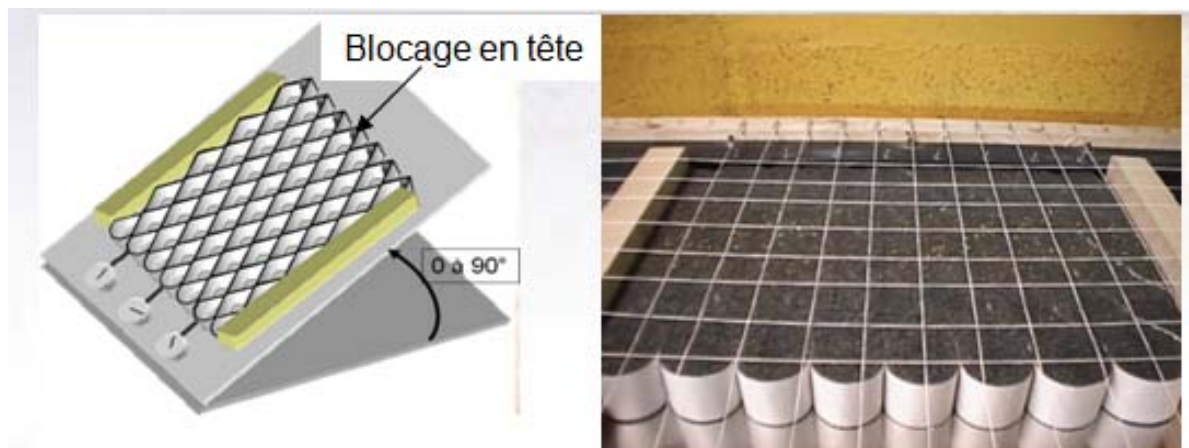


Figure 14. Evaluation de la déformation d'une nappe mise à la verticale et soumise à son poids propre en fonction de la densité de remplissage [RAC 02].

Disposée sur un plan métallique pouvant s'incliner jusqu'à la verticale, la nappe a été ainsi soumise à différents efforts fonction de l'angle d'inclinaison et son propre poids. Dans chaque cas, elle présentait de très faibles déformations verticales pour des états de densité de remplissage élevés. Cette expérimentation a aussi fait l'objet d'une modélisation avec le logiciel FLAC2D qui, en plus d'aboutir aux mêmes conclusions, identifiait parallèlement de très faibles contraintes au niveau des liaisons intercellulaires (cf. figure 15). Il est ressorti de ces travaux que les liaisons intercellulaires restaient nécessaires pour la mise en œuvre du procédé (remplissage des cellules et compactage) mais qu'elles n'avaient alors plus de rôle mécanique prédominant du fait du mécanisme autobloquant des cellules entre elles. On souligne que cette remarque ne s'applique pas pour les alvéoles situées près du parement avant.

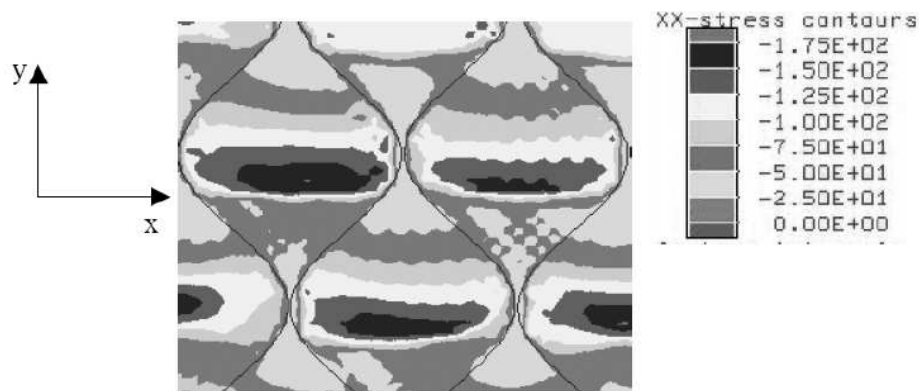


Figure 15 : Répartition des contraintes horizontales σ_{xx} dans une nappe géocellulaire remplie de sol, [RAC 02].

1.5.3. Essais de compression verticale sur modèles réduits

1.5.3.1. Evaluation des mécanismes de rupture

Dans une deuxième partie de son approche expérimentale, Racana a mis en avant l'influence des caractéristiques mécaniques du matériau utilisé pour le renforcement sur le comportement global d'un massif à échelle réduite.

Pour ce faire, il a utilisé deux types de renforts ayant un rapport de modules initiaux de 35. Le premier est du papier plutôt rigide ayant une déformation à la rupture d'environ 1,6%. Le second est du polyane plutôt souple avec une déformation à la rupture de 70%.

L'expérience consiste en un essai de chargement statique sur mur renforcé, comme illustré sur la figure 16. L'analyse des résultats obtenus portait plutôt sur les mécanismes de rupture, qui se sont avérés être tous deux de type coin de Coulomb. A partir de la mesure des efforts et des déplacements verticaux en début d'essai, le rapport des rigidités verticales initiales entre les deux massifs renforcés était de 5.

La première expérimentation a produit une rupture de type fragile, la deuxième n'a pas produit de rupture, mais l'essai a été arrêté après une déformation verticale au droit du parement de l'ouvrage de l'ordre de 20%, alors que la rupture du premier essai s'est effectuée à environ 4% de déformation verticale. Les déformations verticales avant rupture du massif augmentent avec le module initial du renfort. Le comportement ductile du massif renforcé dépend de la rigidité de ces renforts.

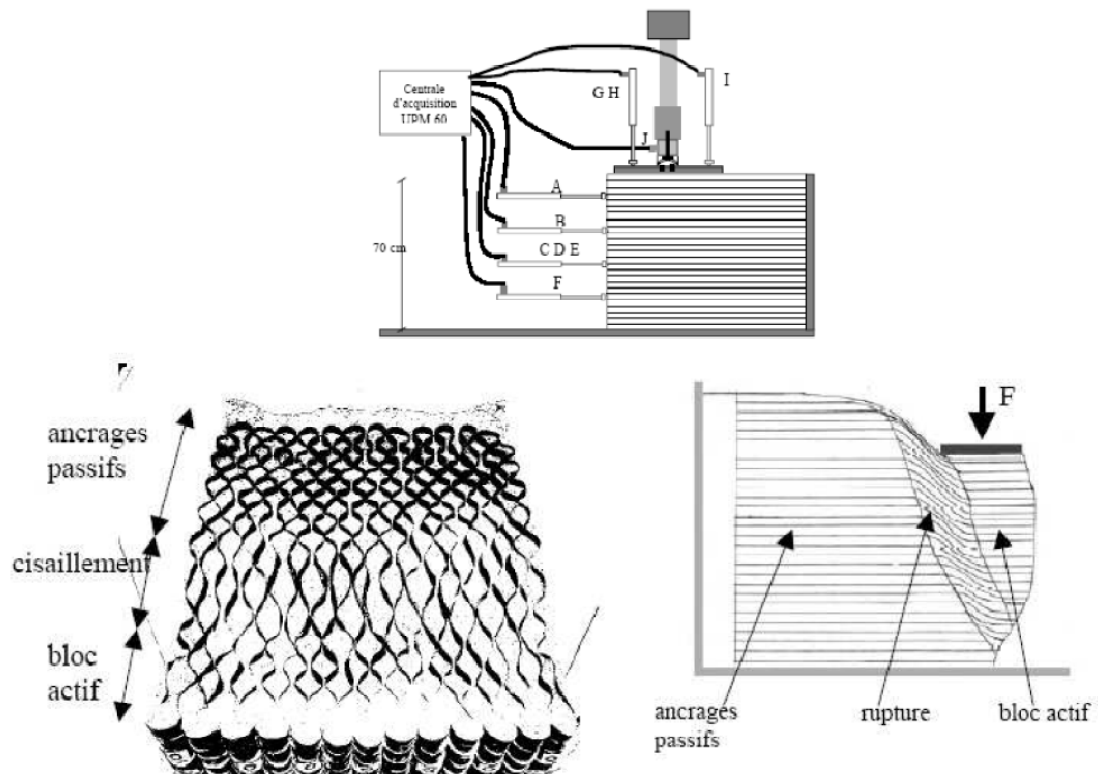


Figure 16 : Essai de chargement avec deux matériaux de renforcement différents, instrumentation et résultats des renforts souples, [RAC 02]

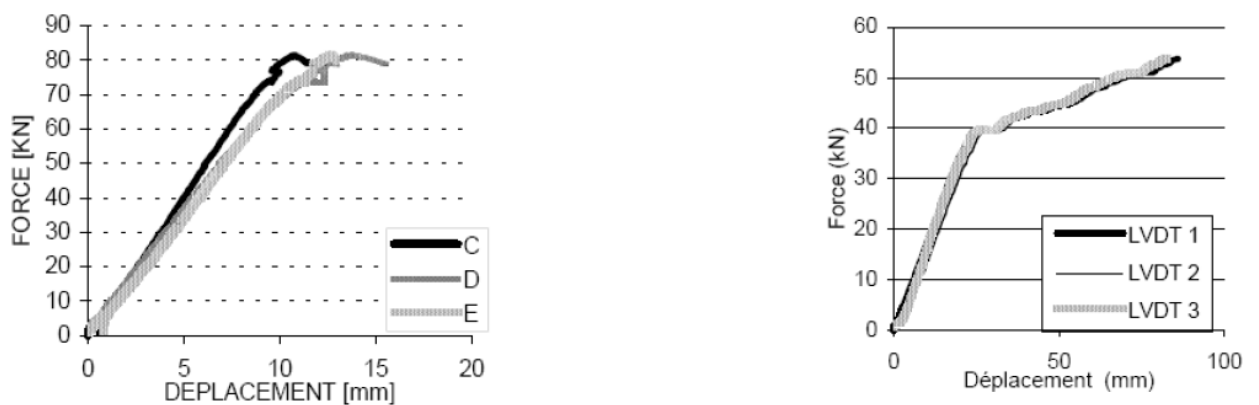


Figure 17 : Déplacements verticaux enregistrés au droit du parement du mur pour les deux essais : à gauche renforts rigides, à droite renforts souples [RAC 02].

1.5.3.2. Comportement élastique suite à de grandes déformations

Une expérimentation similaire effectuée par Reiffsteck sur modèle réduit utilisait comme matériau de renforcement un textile de capacité d'allongement avant rupture de 30%. Sur les quatre essais effectués, un cycle de charge et de décharge a été réalisé au cours de l'expérimentation de l'essai E3. Les résultats des déplacements enregistrés par les différents capteurs ont notamment mis en évidence les capacités élastiques que conservait l'ouvrage malgré un déplacement imposé important avant la décharge. Les figures suivantes 18 et 19 présentent la disposition des jauges de déformations sur le modèle réduit, ainsi que les déplacements enregistrés pour les jauges B, C, D et E.

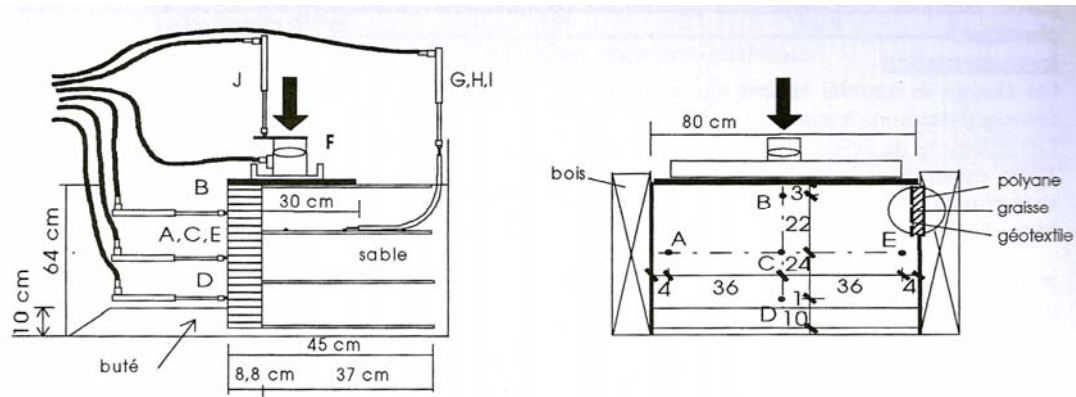


Figure 18 : Schéma de l'expérience [REI 96].

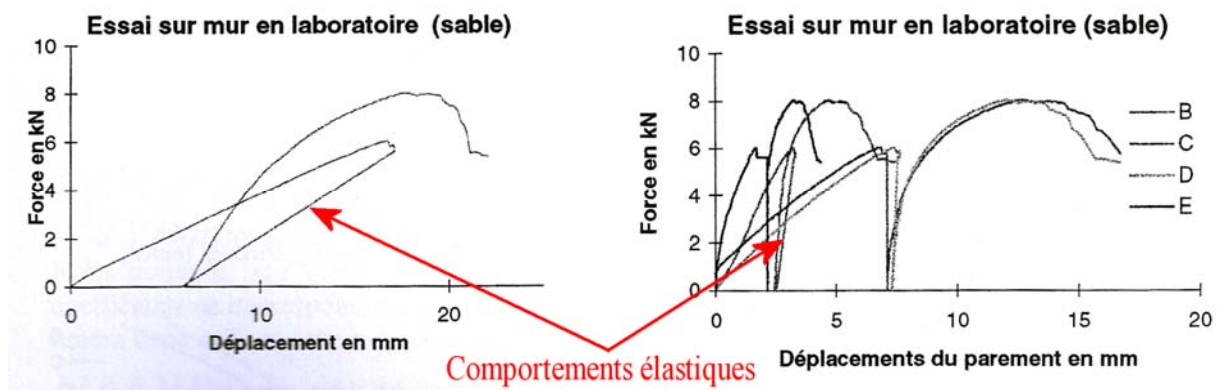


Figure 19. Déplacement vertical (gauche) et déplacement horizontal du parement de l'ouvrage (droite) [REI 96].

De même, dans une expérimentation assistée par caméra vidéo, Racana a évalué la déformation de la face avant de son ouvrage en modèle réduit soumis à un effort de compression comme exposé sur la figure 18. A l'issue du chargement de la structure, il a pu observer lors du déchargement de celle-ci une capacité de l'ouvrage en sol renforcé à conserver un comportement élastique malgré de très importantes déformations. La figure 20 détaille ce comportement élastique après déchargement. La surface modélisée en trois dimensions correspond à celle de la face avant de l'ouvrage. On insiste aussi sur le fait que les déplacements de celle-ci ne sont pas à l'échelle et sont amplifiés volontairement pour mieux apprécier ce comportement élastique.

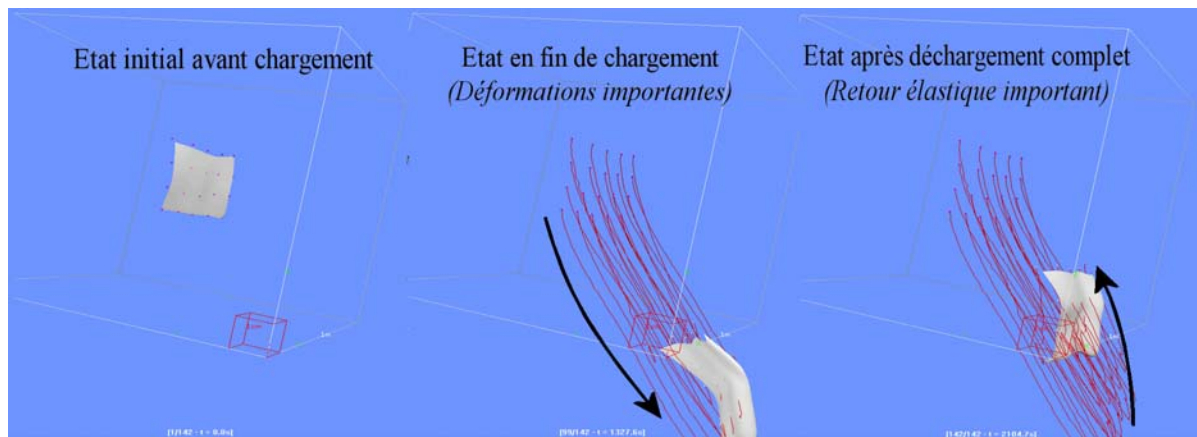


Figure 20. Evolution des déformations de la face avant de l'ouvrage en modèle réduit [RAC 02].

1.5.4. Potentiel dynamique de M3S®

Les expérimentations précédentes issues de Reifsteck et Racana ont permis, entre autres, d'apprécier le caractère souple et déformable d'une structure alvéolaire tridimensionnelle. Grâce à l'allure des courbes contraintes-déformations obtenues durant les expérimentations, les auteurs ont pu observer un point important lorsqu'ils ont effectué une phase de décharge après avoir imposé à l'ouvrage de grandes déformations : c'était la capacité de celui-ci à revenir partiellement à sa position initiale. Ainsi, malgré d'importants déplacements relevés sur la face avant de l'ouvrage, ce dernier conservait encore une part d'élasticité qui tendait à réduire ces déplacements résiduels.

Une autre remarque, plus directe cette fois, portait sur la capacité de l'ouvrage à se déformer de manière importante avant rupture en raison de la grande capacité de déformation du renforcement. Ce phénomène caractérisant le système M3S® comme un ouvrage « souple » laissait penser aux auteurs une importante capacité d'absorption d'énergie.

Enfin, les capacités d'un ouvrage de type M3S® en termes d'atténuation acoustique [CSTB acoustique 97], comparé à un ouvrage plus rigide de type béton, a aussi mis en avant cette capacité d'amortissement dynamique d'ondes sonores, et donc de transferts d'énergie.

En raison de ces différents phénomènes, il a été soulevé d'importantes interrogations quant au potentiel dynamique d'un ouvrage en sol renforcé par géotextile de type M3S®. A l'époque, ces remarques ont néanmoins été mises de côté en raison d'une priorité donnée à la validation du comportement statique de ces ouvrages. Récemment, notamment motivée par ces remarques en suspens, Sol-Solution a ainsi cherché, aux travers de nouveaux travaux, à évaluer le potentiel d'une structure comme M3S® soumise à des sollicitations dynamiques. Dans le cadre de cette démarche, il s'est aussi posé la question du rôle du parement. En effet, jusqu'à présent dans le cadre d'une étude statique, le parement joue essentiellement un rôle « d'habillage » de l'ouvrage M3S®, permettant notamment d'éviter une exposition directe au soleil du matériau géotextile plutôt sensible aux ultra-violets. Envisager un tel ouvrage soumis à des sollicitations dynamiques laisse à penser que le parement jouera sans nul doute un rôle mécanique prépondérant dans la réponse dynamique de celui-ci car il sera l'intermédiaire entre ces sollicitations (chocs ou explosions) et le cœur de l'ouvrage en sol renforcé par géotextile.

1.6. Conclusion

Ce premier chapitre a présenté le procédé M3S® comme renforcement de sol par inclusion de nappes tridimensionnelles (ou géocellulaires) en géotextile. Ce procédé permet la réalisation d'ouvrages tels que des murs de soutènements sous chaussée, la stabilisation de pentes, des murs de protection anti-bruit ou des cuvelages de centres d'enfouissement techniques. Pour des raisons esthétiques ainsi que de protection aux attaques UV, un parement est réalisé en face avant des nappes.

A partir de l'ensemble des travaux menés par le passé, notamment par Reiffsteck en 1996 puis Racana en 2002, le comportement statique de ce type d'ouvrage a été validé tandis que certaines remarques ont été soulignées. En effet, les ouvrages en sol renforcé de type M3S® s'inscrivent dans une catégorie d'ouvrages « souples ». Ils sont caractérisés par une importante capacité de déformation avant rupture et par une part d'élasticité en grandes déformations. Il en résulte une capacité de ces ouvrages à absorber une quantité importante d'énergie issue d'une sollicitation. Ces différentes remarques ont notamment soulevé la question, d'une part de la capacité de M3S® à répondre à des sollicitations dynamiques, et d'autre part d'un rôle mécanique que pourrait sans doute jouer le parement pouvant assurer l'interface entre ces sollicitations et le cœur même de l'ouvrage en sol renforcé par géotextile. Dans le cadre de ce travail cependant, le choix a été fait de ne se concentrer que sur le renforcement alvéolaire, et donc de ne pas considérer un éventuel parement.

La société Sol Solution souhaite utiliser ces ouvrages pour des applications exigeant des murs résistant à des sollicitations dynamiques. Compte tenu de l'ampleur d'un tel domaine de sollicitation, il est nécessaire de dresser un état de l'art des différentes sollicitations dynamiques pouvant être retenues afin de concentrer nos efforts sur celle considérée comme la plus pertinente. Cette étude fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 2. Etude de trois sollicitations dynamiques

2.1. Introduction

L'objet de ce chapitre est de mener une étude des trois sollicitations dynamiques les plus fréquemment rencontrées dans le domaine du génie civil que sont le séisme, l'explosion et le choc. Pour chacune d'entre elle, nous dresserons un bref état de l'art sur le plan analytique, numérique, expérimental ou normatif. Nous mettrons ainsi en avant les différents résultats, outils ou méthodes de modélisation sur lesquels pourra s'appuyer notre étude.

2.2. Etude de l'action sismique

2.2.1. Introduction

Durant ces dernières années, la sismologie s'est essentiellement penchée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques et les propriétés des milieux traversés par ces ondes. Cela a ainsi conduit à une meilleure connaissance de la structure de la terre ainsi qu'à une modélisation de cette sollicitation dynamique comme un diagramme accélération-temps. Les travaux effectués jusqu'à présent ont conduit rapidement à la prise en compte d'une telle sollicitation dans le dimensionnement d'ouvrages de génie civil, notamment les ouvrages en sol renforcés.

Compte-tenu d'un état de l'art conséquent sur le sujet, la présente partie ne reviendra que brièvement sur quelques généralités concernant les séismes dont le principe de propagation d'ondes depuis le foyer du séisme jusqu'à sa prise en compte comme signal d'entrée pour l'étude de la réponse d'une structure. On abordera ensuite les outils d'analyse à l'aide de modélisations numériques aux éléments finis ainsi que les expérimentations sur modèles réduits. Enfin, le dimensionnement des ouvrages M3S® relevant du même contexte normatif que celui appliqué aux ouvrages en sol renforcé, nous présentons plus en détails la procédure de calcul associée.

2.2.2. Généralités

2.2.2.1. Origine des séismes

Considérons un bloc parallélépipédique de croûte terrestre. Ce bloc est soumis à une contrainte tectonique de cisaillement et va alors se déformer. Lorsque le bloc atteint sa limite de déformation, il rompt le long de son plan de cisaillement et on admet alors une chute de contrainte de manière quasi instantanée, accompagnée d'une libération brutale d'énergie. Il se produit alors une propagation d'ondes dans la croûte terrestre, soit un séisme. Son mécanisme de déclenchement par accumulation progressive de contrainte et libération brutale par glissement d'un demi-bloc sur l'autre a été proposé par H. Reid à la suite du grand séisme de San Francisco (1906). La figure 21 présente le mécanisme de déformation d'une faille élémentaire.

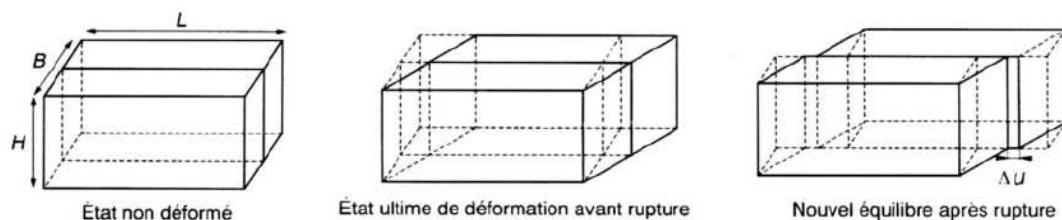


Figure 21. Modèle élémentaire de faille [BET et al. 97].

2.2.2.2. Paramètres caractéristiques

Si de nombreux paramètres existent pour caractériser un séisme, les plus récurrents dans la littérature sont les suivants :

La magnitude M. Elle évalue l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter. A titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

L'intensité I. Elle permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Mercalli, 12 correspondant à des dégâts catastrophiques.

L'accélération maximale du sol ou PGA. C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en $m.s^{-2}$ ou en g , valeur de l'accélération de la pesanteur.

Le déplacement maximal du sol. Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

La durée du tremblement de terre. Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

Les sismogrammes, ou accélérogrammes. Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

2.2.2.3. Propagation des ondes sismiques

Propagation verticale. A une certaine profondeur, il existe une couche dont la roche a des caractéristiques nettement plus élevées que celles des sols susjacents. L'onde sismique se propageant dans la roche va, en heurtant la surface de discontinuité entre les 2 milieux, être réfractée. Les lois de Snell montrant que le rapport d'admittance étant très faible, l'onde se propagera dans les couches de sol suivant un trajet subvertical. En progressant vers la surface, la diminution des caractéristiques provoque une réfraction continue et le trajet de l'onde devient quasiment vertical.

Décomposition en ondes P et S. Le mouvement des couches de sols peut être décomposé selon deux directions, chacune étant associée à un type d'onde. Le mouvement vertical résulte des ondes de type P et le mouvement horizontal résulte des ondes de type S. Basée sur une hypothèse couramment admise en génie parasismique, le mouvement horizontal résulte uniquement de la propagation d'onde de cisaillement, et le mouvement vertical, d'ondes de compression. En faisant l'hypothèse d'un sol stratifié horizontalement, le problème devient unidimensionnel.

On distingue différents types d'ondes (figure 22). Les ondes de volume incluant les ondes P et S et les ondes de surface dites de Rayleigh ou de Love. Ces ondes se traduisent par un déplacement vertical E_{dz} et horizontal E_{dx} du sol, entraînant également des rotations E_{θ} . Ces composantes de l'action sismique sont décrites sur la figure 26.

Elles dépendent de la position du point considéré par rapport à l'hypocentre du séisme :

- A l'épicentre du séisme : $E_{dz} \approx E_{dx}$.
- A plus grande distance : $E_{dz} = 50\% \text{ à } 70\% \times E_{dx}$.
- Généralement E_{θ} est négligeable.

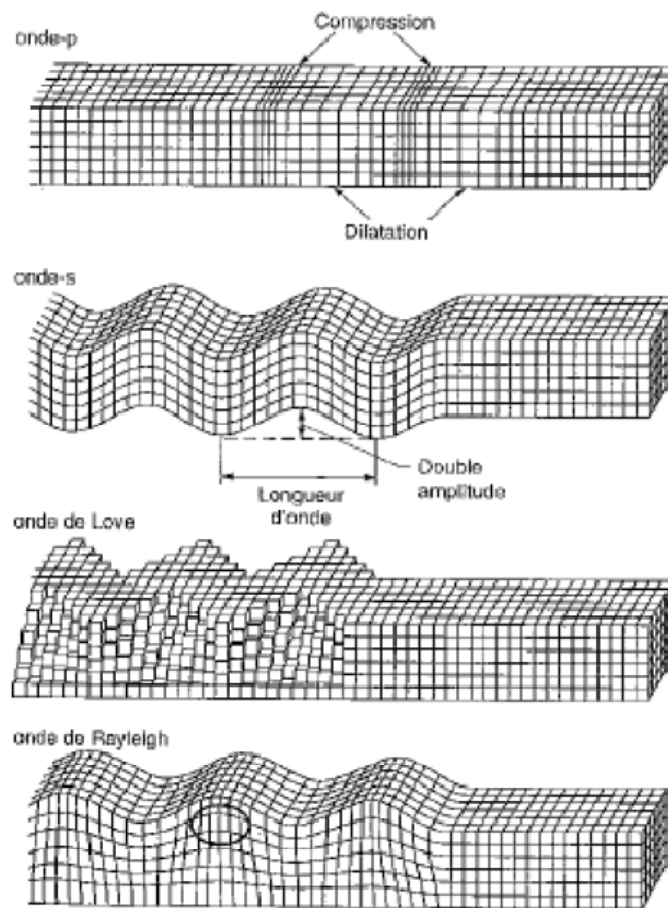


Figure 22. Différents types d'ondes [BET et al. 97]

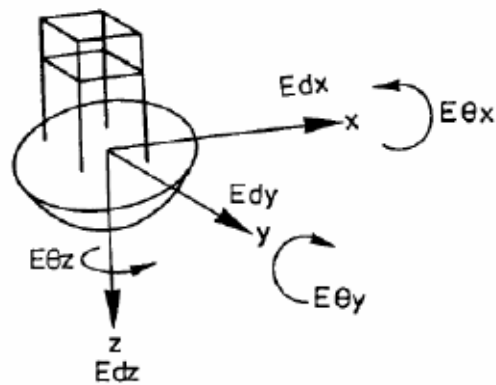


Figure 23. Composantes de l'action sismique [BET et al. 97].

2.2.2.4. Vitesse de propagation des ondes de cisaillement

Une sollicitation sismique est aussi caractérisée par la célérité associée à la propagation d'une onde sismique dans le sol. Elle dépend des caractéristiques mécaniques du matériau traversé par l'onde. On distingue C_s et C_p , les vitesses respectives de propagation des ondes de cisaillement et de compression dans le matériau, telles que :

$$C_s = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3} \cdot G}{\rho}} \quad C_p = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (E\ 6)$$

Avec :

ρ la masse volumique du matériau affecté à l'élément considéré
 K, G les modules de compressibilité et de cisaillement (ou module de Coulomb), tels que, pour les parties élastiques linéaires d'un matériau hétérogène:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (E\ 7)$$

2.2.3. Approche expérimentale

Dans le cadre des études sur des ouvrages réels, l'incidence d'une sollicitation sismique s'observe de deux manières. Soit au travers d'analyses visuelles post-sismique sur des ouvrages à échelle 1, soit par reproduction sur des modèles en laboratoire à différentes échelles. En plus de l'évaluation des déformations des ouvrages, les observations visuelles ont souvent permis de mettre en avant la bonne résistance des ouvrages en sol renforcé en raison de leur « souplesse » [Ling et al. 2001], d'autres observations ont comparée une meilleure résistance par rapport aux ouvrages rigides de type béton armé comme illustré dans la figure 24 [BAS 09]. Il est important de souligner que de telles observations permettent d'enrichir l'expérience des concepteurs mais rarement de faire évoluer les règles de dimensionnement. Les caractéristiques mécaniques ou topographiques du site (matériau, présence d'eau, géométrie du talus avant sollicitation...) ou les composantes de la sollicitation sismique réellement appliquée à l'ouvrage sont difficiles à déterminer. Il en résulte ainsi une méconnaissance du comportement mécanique de ces ouvrages pendant les séismes.



Figure 24. (gauche) Résistance d'un ouvrage terre-armée après un séisme de magnitude 7,5 à Tecoman au Mexique en 2003 – (droite) Etat d'un quai du port de Tecoman [BAS 09].

Les essais en laboratoire viennent pallier ces limites en reproduisant en « environnement contrôlé et mesuré » les conditions d'un séisme appliqué à un ouvrage de soutènement. Pour des raisons de

moyens, ces expérimentations sont souvent réalisées à échelle réduite ; les pionniers de la terre armée en zone sismique Chida et Minami dans les années 80 [BAS 09] ont réalisé des essais à échelle $\frac{1}{2}$. Aujourd'hui des essais à échelle 1 sont assez répandus (cf. figure 25). Ces expérimentations consistent à reproduire un dénivelé de terre repris par un ouvrage de soutènement renforcé par différentes formes d'inclusions (longitudinales [NAK et al. 08] ou tridimensionnelles [LES et al. 09]) et disposé sur une table vibrante. L'ensemble du dispositif, dans le cas d'échelles très inférieures à 1, peut alors éventuellement être disposé en centrifugeuse afin de pallier certains problèmes de similitude [Ling et al. 2004]. Les résultats de ces essais permettent de mener des études plus « fines » quant à l'influence des différents paramètres mécaniques de l'ouvrage (matériau de remplissage, disposition et densité des renforcements...) sur sa réponse mécanique en conditions sismiques.



Figure 25. Exemple sur table vibrante d'un ouvrage de soutènement renforcé par géocellulaires en vraie grandeur [LES et al. 09].

2.2.4. Approche numérique

Actuellement, la plupart des problèmes de sismicité sont abordés selon une approche numérique. Les outils les plus couramment utilisés sont des logiciels de calcul reposant sur les méthodes aux éléments ou aux différences finies ainsi que sur les méthodes aux éléments discrets. Le choix de modélisation aux éléments discrets est rarement retenu en raison des grandes dimensions du modèle à considérer lors d'un problème sismique (ouvrage, zone de talus amont, zone de talus aval, les différentes couches de sol...). Bien que cet aspect soit plus grandement décrit lors de la présentation de la méthode aux éléments discrets, une telle modélisation requiert donc un temps de résolution très important. Les méthodes aux éléments finis ou aux différences finies étant plus adaptées aux modélisations de grande échelle, elles sont les plus courantes dans la littérature.

Parmi les problématiques parues à ce jour, la plupart d'entre elles se concentrent sur l'élaboration de modèles plus réalistes d'interaction sol-structure (ISS), servant notamment dans l'étude du comportement des fondations d'ouvrages de génie civil soumises à des sollicitations sismiques. Dans le domaine des ouvrages en sol renforcé (généralement ceux utilisés en soutènement), les modélisations numériques permettent non seulement d'améliorer la conception de ces ouvrages, mais aussi de pouvoir apprécier l'ampleur des éventuelles déformations ou encore les modes de ruine potentiels de ces ouvrages.

D'autres travaux, comme ceux de Green et al. [GRE et al. 03] ou Cai et al. [CAI et al. 95] ont permis des comparaisons avec les méthodes de traitement pseudo-statique comme celle de Mononobe-

Okabe, tout en concluant sur l'intérêt du traitement dynamique d'une modélisation numérique. A l'issue de leurs travaux, les principales conclusions sont les suivantes :

- il en est ressorti que les contraintes induites à l'arrière du mur par le sol soutenu sont sensiblement différentes des pressions calculées par la méthode pseudo-statique. Ces divergences de résultats sont liées au fait que le remblai soutenu n'a pas un mouvement monolithique, comme le supposent les textes normatifs ;
- les efforts de traction dans les couches de renforcement sont cumulatifs tout au long de la simulation de l'évènement sismique ;
- les efforts maximaux augmentent avec la valeur de l'accélération mais cette augmentation n'est pas uniforme sur la hauteur de la structure. Cependant, les variations étant minimales, cela explique la prise en compte d'une constante moyenne d'accélération pour l'ensemble de l'ouvrage en méthode pseudo-statique ;
- les efforts dans le renforcement sont bien plus grands lorsqu'ils sont calculés par des méthodes pseudo-statiques.

L'ensemble de ces remarques tendent à confirmer l'aspect conservatif des méthodes pseudo-statiques. On notera aussi qu'à ce jour, la modélisation numérique est devenue suffisamment aboutie pour apporter des résultats ayant une très bonne corrélation avec ceux issus d'expérimentations sur table vibrante à échelle réduite comme à échelle 1.

2.2.5. Approche normative

2.2.5.1. Introduction

Le séisme est la seule sollicitation dynamique dont le contexte normatif précise des procédures de calcul permettant le dimensionnement d'ouvrage en sol renforcé. Depuis l'arrêté du 22 octobre 2010, les règles issues de l'Eurocode ont remplacé celles de l'AFPS90 jusque là utilisées. La procédure de calcul fait l'objet d'une annexe détaillée dans les normes françaises actuelles (Annexe I de la norme NF P94270, ou EC8-5). Elle est traitée selon une approche pseudo-statique dite de Mononobe-Okabe. Les ouvrages M3S® s'inscrivant pleinement dans ce contexte, il apparaît important de présenter cette procédure.

2.2.5.2. Calcul pseudo-statique de Mononobe-Okabe

Les normes AFPS 90 et PS92 ainsi que la norme Eurocode 8 parties 1 et 5 indiquent comme acceptable une méthode statique équivalente encore appelée pseudo-statique. Cette méthode est un dérivé de l'analyse spectrale.

Les hypothèses de calcul et les vérifications de stabilité à effectuer sont les mêmes que pour un calcul statique. Seuls changent les efforts appliqués, qui sont définis en fonction des caractéristiques du séisme potentiel, donc de la zone sismique considérée.

Le calcul pseudo-statique s'appuie sur la méthode de Mononobe-Okabe définie comme suit : au cours d'un séisme, un élément de volume est soumis à l'accélération g de la pesanteur, aux accélérations horizontale k_h et verticale $\pm k_v$ du séisme (aussi appelés coefficients sismiques k_H et k_V). Le poids apparent résulte de la superposition des forces correspondant à ces 3 accélérations.

On fait subir à l'ensemble {mur-sol} une rotation fictive d'angle θ de telle sorte que le poids apparent soit vertical, comme représenté sur la figure 26, avec :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad (E\ 8)$$

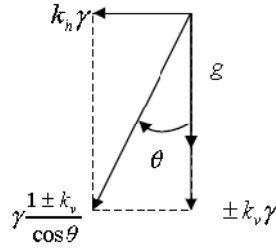


Figure 26 : Rotation fictive d'un point de l'ensemble {mur-sol}.

2.2.5.3. Combinaison d'action à considérer

Dans le cas d'une sollicitation sismique, la combinaison suivante doit être vérifiée :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{k,j,inf} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (E 9)$$

$G_{k,sup}$ valeur caractéristique des charges permanentes défavorables

$G_{k,min}$ valeur caractéristique des charges permanentes favorables

$\Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$ valeur quasi-permanente de l'action variable défavorable d'accompagnement i

A_{Ed} valeur de calcul d'une action sismique

La partie 7.2.3 de la norme NF P 94270, NOTE 3, stipule qu'il n'y a pas lieu de considérer des actions variables concomitantes avec les actions sismiques, leurs effets étant généralement faibles par rapport à la partie d'origine sismique des sollicitations.

2.2.5.4. Expression de la valeur de calcul de l'action sismique

La valeur de calcul de l'action sismique A_{Ed} peut se diviser en deux groupes d'efforts :

- les forces d'inertie horizontale et verticale notées respectivement F_H et F_V , appliquées au poids du massif soumis à un séisme ;
- l'incrément dynamique de poussée des terres noté E_d .

Chaque effort dépend des valeurs des coefficients sismiques k_H et k_V . En raison du signe positif ou négatif du coefficient k_V , la combinaison sismique implique donc deux calculs différents présentés comme suit :

Le premier calcul regroupe les efforts suivants indicés a :

$$F_{Ha} = k_H \cdot W_m \quad (E 10)$$

$$F_{Va} = k_V \cdot W_m \quad (E 11)$$

$$E_{da} = f(\theta_a) \quad (E 12)$$

avec W_m , le poids du massif en sol renforcé et θ_a , la rotation fictive θ pour la valeur positive de k_V .

Le second calcul regroupe les efforts suivants indicés b :

$$F_{Hb} = k_H \cdot W_m \quad (E 13)$$

$$F_{Vb} = -k_V \cdot W_m \quad (E 14)$$

$$E_{db} = f(\theta_b) \quad (E 15)$$

avec W_m , le poids du massif en sol renforcé et θ_b , la rotation fictive θ pour la valeur négative de k_v .

2.2.5.5. Coefficients sismiques

Les règles de l'eurocode définissent une accélération nominale a_N pour caractériser le mouvement du sol. Elle doit être déterminée en fonction de la classe de l'ouvrage étudié ainsi que de la zone sismique considérée. La législation française précise une carte de répartition de ces zones sismiques en 5 niveaux d'importance comme présenté sur la figure 27. En tenant compte de la zone de sismicité ainsi que de la catégorie d'importance d'un ouvrage (Tableau 2), on peut en déduire l'accélération horizontale de référence a_g (Tableau 3).

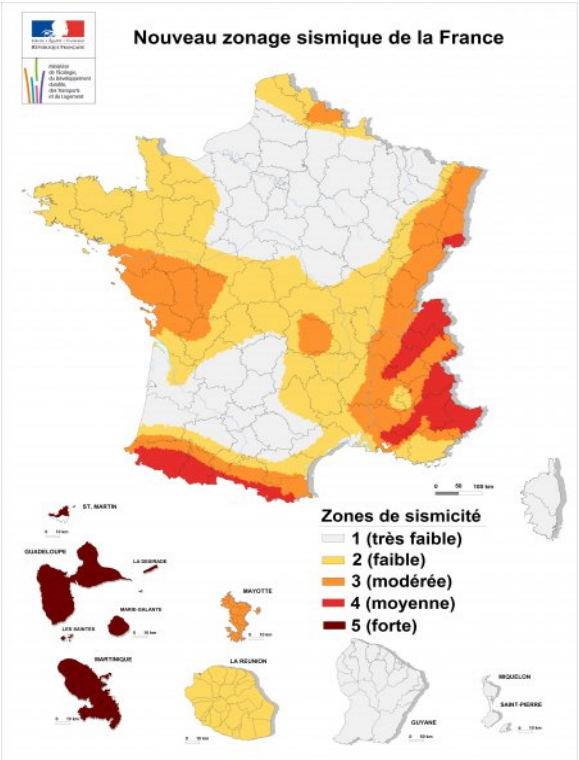


Figure 27. Zonage sismique français depuis l'arrêté d'octobre 2010 [ARR 10].

Catégorie d'importance de l'ouvrage considéré	Description et exemples des ouvrages
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories.
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.

Tableau 2. Catégorie d'importance de l'ouvrage considéré [ARR 10].

Catégorie d'importance de l'ouvrage Zone de sismicité	I	II	III	IV
1	—	—	—	—
2	—	0,7	0,84	0,98
3	—	1,1	1,32	1,54
4	—	1,6	1,92	2,24
5	—	3	3,6	4,2

Tableau 3. Valeurs des accélérations horizontales de calcul (en m/s^2) à utiliser pour les EC8 [ARR 10].

2.2.5.6. Coefficients sismiques k_H et k_v

L'expression des coefficients sismiques permet le calcul des forces d'inertie appliquées au massif. L'expression de ces coefficients dépend de plusieurs paramètres définis ci-après :

- le type de spectre (Type 1 ou Type 2) défini pour le séisme considéré,

- le rapport $m = a_{vg} / a_g$ issu du type de spectre,
- la classe de sol support (A, B, C, D ou E) de l'ouvrage,
- le paramètre de sol S associé à la classe de sol support de l'ouvrage ainsi qu'au type de spectre,
- le coefficient d'amplification topographique S_T associé à la topographie de la zone d'implantation de l'ouvrage,
- un paramètre r lié aux tolérances de l'ouvrage à d'importants déplacements.

Les trois tableaux suivants synthétisent les principales informations disponibles dans les différentes parties de l'Eurocode 8.

	Spectre de type 1	Spectre de type 2
Classe de sol A <i>Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant</i>	$S = 1,0$	$S = 1,0$
Classe de sol B <i>Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur</i>	$S = 1,2$	$S = 1,35$
Classe de sol C <i>Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres</i>	$S = 1,25$	$S = 1,5$
Classe de sol D <i>Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes</i>	$S = 1,35$	$S = 1,6$
Classe de sol E <i>Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s</i>	$S = 1,4$	$S = 1,8$
Rapport $m = a_{vg} / a_g$. (Valeurs recommandées par défaut)	0,90	0,45

Tableau 4. Valeurs des paramètres S et m [EC8-1] et [EC8-5].

Type de topographie	Remarques complémentaires	S_T
(a) Versants et pentes isolées	Sites situés à proximité de la crête	$\geq 1,2$
(b) Buttes dont la largeur de crête est notablement inférieure à la largeur à la base	Site situé à proximité d'une crête de pente $> 30^\circ$ Site situé à proximité d'une crête de pente $> 15^\circ$	$\geq 1,4$ $\geq 1,2$
(c) Présence d'une couche lâche en surface	Dans un tel cas, il faut majorer de 20% les valeurs de S_T obtenues en (a) ou (b)	+20% (a) ou (b)
(d) Variation spatiale du coefficient d'amplification	L'évolution de S_T est linéaire selon la hauteur h . Le coefficient décroît de la crête jusqu'à la base où il vaut 1.	cte . $h + 1$

Tableau 5. Valeur du paramètre S_T [EC8-1] et [EC8-5].

Conditions	<i>r</i>
Déplacements admissibles $d_r(mm) \leq 300 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$	2,0
Déplacements admissibles $d_r(mm) \leq 200 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$	1,5
Présence de sol saturé sans cohésion	1,0
Proximité d'un ouvrage sensible aux déformations	1,0

Tableau 6. Valeur du paramètre *r* [EC8-1], [EC8-5] et [NF P 94270].

On remarquera par ailleurs que ce dernier coefficient *r* de tolérance aux déplacements met en avant l'intérêt des structures en sol renforcé pour faire face à des sollicitations sismiques par rapport à des structures plus rigides de type béton armé. En effet, en considérant les valeurs extrémales de *r*, une sollicitation sismique peut voir sa valeur de calcul divisée par 2,0 pour des structures tolérantes aux déplacements (généralement le cas de la majorité des ouvrages en sol renforcé) tandis que ce coefficient prend la valeur de 1,0 pour les structures « rigides ».

Les expressions des coefficients sismiques k_H et k_V sont alors les suivantes [NF P 94270] :

$$k_H = \frac{1}{r} \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot S_T \quad (E 16)$$

$$k_V = \pm 0,5 \cdot k_H \text{ si } m > 0,6 \quad (E 17)$$

$$k_V = \pm 0,33 \cdot k_H \text{ si } m \leq 0,6 \quad (E 18)$$

2.2.5.7. Méthode de Mononobe-Okabe

Le coefficient de poussée des terres s'exprime alors avec la formule de Mononobe-Okabe [NF P 94270] :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \text{ si } \theta \leq \varphi - \beta \quad (E 19)$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta)} \text{ si } \theta > \varphi - \beta \quad (E 20)$$

Et on peut écrire la poussée globale du sol et d'une charge uniformément répartie au-dessus du remblai [NF P 94270] :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ad} \cdot \gamma \cdot L^2 \quad (E 21)$$

$$P_{ad}^q = \frac{(1 \pm k_v)}{\cos(\beta - \lambda)} \cdot K_{ad} \cdot L \quad (E 22)$$

On définit à partir des deux termes de poussée statique et dynamique l'incrément dynamique :

$$\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as} \quad (E 23)$$

D'où, pour le cas classique et le cas d'une charge uniformément répartie au-dessus du remblai :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot [(1 \pm k_v) \cdot K_{ad} - K_{as}] \quad (E 24)$$

$$\Delta P_{ad}^q = \frac{q \cdot L}{\cos(\beta - \lambda)} \cdot [(1 \pm k_v) \cdot K_{ad} - K_{as}] \quad (E 25)$$

Il est important de décomposer la poussée des terres en une poussée statique d'une part et un incrément dynamique de poussée d'autre part, car leur point d'application n'est pas à la même hauteur sur le mur, comme illustré sur la figure 28. Comme pour le calcul non sismique, la force de poussée statique du remblai est à appliquer au tiers de la hauteur du mur, la force de poussée statique due à une surcharge sur le remblai est à appliquer à mi-hauteur. Bien que dans la réalité, l'incrément dynamique soit appliqué à une hauteur comprise entre le tiers et la moitié de la hauteur [JOU 07], en pratique, on considère sa hauteur d'application à mi-hauteur.

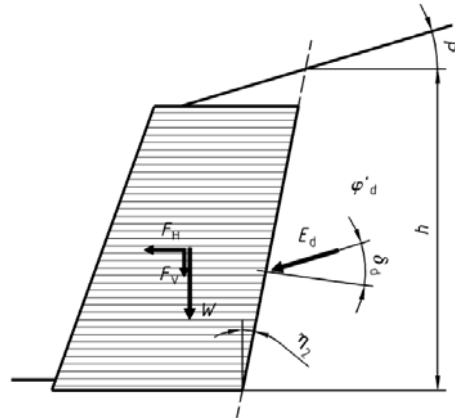


Figure 28 : Point d'application de la poussée dynamique E_d à mi-hauteur de l'ouvrage [NF P 94270].

Il est à noter qu'une action hydrodynamique du remblai arrière sur le mur est à prendre en compte lorsque le cas se présente. Elle est à additionner à l'incrément dynamique de pression statique et son calcul est défini dans les annexes de l'Eurocode 8-5.

2.2.5.8. Vérifications

Les vérifications à effectuer et les hypothèses de calcul (mur-poids indéformable) sont les mêmes que pour un calcul statique classique, en considérant comme chargement additionnel l'incrément dynamique de poussée statique des terres à l'arrière du remblai, ainsi que l'effet d'inertie exercé sur le mur définis par les efforts F_{Hi} ou F_{Vi} avec i égal à a ou b suivant le signe que prend le coefficient k_v .

Le coefficient sismique vertical est pris positif ou négatif pour obtenir le cas le plus défavorable lors de certaines vérifications :

- positif pour ajouter du poids si l'on cherche à justifier la stabilité au poinçonnement, on parle alors communément de séisme pesant,
- négatif si l'on cherche à justifier la stabilité au glissement en base, on parle alors communément de séisme allégeant.

2.2.6. Conclusion sur le contexte d'une sollicitation sismique

Sur le plan théorique, le déroulement d'un séisme est plutôt bien connu. Son origine résulte d'une rupture brutale d'un élément de plaque ou par des chocs ou frottements se produisant entre celles-ci. Sa propagation se fait ensuite le long des couches successives de l'écorce terrestre. Les lois de Snell sur la diffraction de l'onde sismique permettent l'élaboration d'une hypothèse fiable quant aux types de sollicitations cycliques appliquées à un ouvrage en surface. On considère dès lors une combinaison d'ondes de cisaillement et de compression appliquées à l'ouvrage.

Sur le plan pratique, les méthodes de prise en compte d'une sollicitation sismique dans le dimensionnement d'un ouvrage en sol renforcé n'ont que très rarement évolué depuis près de 30 ans. Ainsi, l'Eurocode 8 s'appuie sur la même méthode que les anciennes normes AFPS90 ou PS92, dite pseudo-statique ou de Mononobe-Okabe. Cette méthode s'appuyant sur une carte détaillant les différentes zones de même degré de sismicité, elle se révèle être, au travers de l'Eurocode 8, applicable à tous les pays européens adoptant les nouveaux textes en vigueur. La procédure de calcul a ainsi été détaillée puisqu'elle permet la justification des ouvrages M3S® dans un tel contexte de sollicitation dynamique.

A l'opposé des méthodes pseudo-statiques, les modèles numériques sont de plus en plus utilisés, bénéficiant aujourd'hui de nombreux résultats d'expériences en laboratoire, ils font preuve d'une grande précision et permettent un traitement dynamique beaucoup plus poussé du phénomène.

L'ensemble de ces observations nous a permis de conclure au sujet d'une maîtrise très aboutie de cette sollicitation dynamique. Par ailleurs, le séisme est pris en compte dans les règles de dimensionnement selon un modèle pseudo-statique depuis de plusieurs dizaines d'années. Ces règles s'appliquant pour le procédé M3S®, nous avons fait le choix de ne pas l'aborder plus en détails dans le cadre de ce travail.

2.3. Etude de l'action explosive

2.3.1. Introduction

Suite à nos travaux de recherche, le phénomène d'explosion est apparu comme étant de loin la sollicitation la plus complexe à analyser. Le peu de résultats présentés s'explique par la complexité de l'analyse théorique d'une telle sollicitation et la difficulté d'obtenir des travaux de recherche concernant ce type de problème. On peut résumer ces difficultés en trois points :

- tout d'abord, une explosion peut se résumer à la propagation d'une onde de pression dans un environnement (air, sol...), et impose à celui-ci, d'importantes altérations de volume ou de température. La sollicitation reste très brève et les mécanismes aboutissant à la génération de cette onde font appel à de nombreuses disciplines spécifiques que sont la thermodynamique, la mécanique des fluides, l'hydrodynamique réactive ou encore la détonique. Elles dépassent souvent notre compétence ;
- ensuite, le matériel et les locaux requis pour des expérimentations d'explosions sur des ouvrages sont souvent très onéreux et difficiles à obtenir (explosifs, détonateurs, centrifugeuses...). La réalisation de telles expérimentations relevant d'une haute technicité, leurs temps de préparation et de réalisation sont très importants, d'autant plus lorsque l'on envisage une miniaturisation des dispositifs d'explosion dans le cadre d'essais sur modèles réduits ;
- enfin, de telles expérimentations se déroulent souvent dans un cadre très confidentiel comme des programmes de recherche militaires ou privés. De ce fait, les résultats de ces travaux ne sont que très rarement rendus publics, ce qui complique bien entendu l'élaboration d'un état de l'art pertinent et actualisé sur les sollicitations explosives.

De ce fait, on ne souligne donc ici que les éléments de base nécessaires à l'interprétation simple d'une explosion en tant que sollicitation dynamique. On s'intéresse ensuite à des résultats d'essais réalisés dans des sols ou sur des merlons de protection en sol renforcé, à échelle réelle et à échelle réduite. Enfin, on identifie les différentes méthodes de modélisation numérique qui sont de plus en plus fréquentes pour l'étude d'une telle sollicitation.

2.3.1.1. Catégories d'explosifs

Un explosif est un corps dans lequel se produisent des réactions exothermiques qui se propagent de façon autonome, c'est à dire sans l'appoint d'éléments extérieurs à ce corps.

Si cette propagation s'effectue à faible vitesse, c'est-à-dire, inférieure à la vitesse du son ($< 300 \text{ m/s}$), on parle alors de déflagration. Si elle s'effectue à forte vitesse (de l'ordre de plusieurs km/s), on parle de détonation. Il y a des substances qui n'acceptent que le régime de détonation : on les appelle les explosifs primaires. Toutes les autres sont appelées explosifs secondaires et supportent les deux régimes. Le « signal d'entrée » que l'on retiendra sera donc un graphe de pression en fonction du temps. Le profil des ondes de surpression découlant de ces deux régimes diffère par la durée de la montée en pression et la valeur maximale de celle-ci. La surpression est ensuite suivie par une dépression d'amplitude bien plus faible, mais de durée plus longue.

Comme précisé auparavant, le lecteur pourra se référer à des cours de détonique pour évaluer analytiquement les niveaux de pression caractéristiques de cette onde [THO 97].

2.3.1.2. Onde de surpression sur une structure

En champ libre, loin de tout obstacle, le profil de la pression tel qu'il est mesuré par un capteur est de la forme suivante :

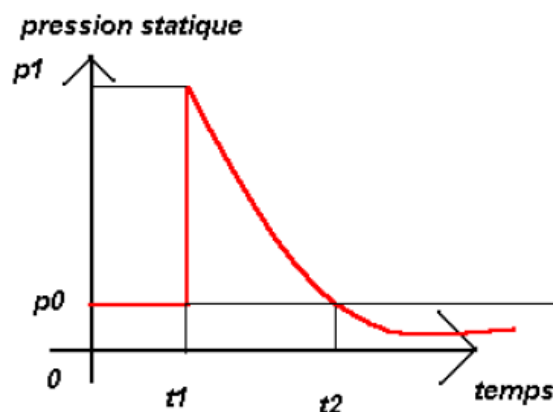


Figure 29. Modèle simplifié : Evolution de la pression en fonction du temps suite à une explosion.

Lorsque l'onde de surpression issue d'une explosion heurte une structure, le modèle de chargement dynamique à prendre en compte peut se révéler plus complexe et dépend en grande partie des différents obstacles présents à proximité de la structure et sur le trajet de l'onde de pression. Une même structure peut ainsi être soumise à des chargements dynamiques similaires à des successions de zones de compression et de décompression en raison de la présence ou non, d'ondes dites réfléchies, réfractées ou de Mach [THO 97], [PEL 02].

2.3.2. Approche expérimentale

2.3.2.1. Comparaison des résistances d'ouvrages BA et d'ouvrages en sol renforcé de type Terre Armée

La réponse à échelle réelle d'ouvrage en sol renforcé soumis à une explosion a souvent fait l'objet d'études dans le cadre de recherches militaires. On pourra citer entre autre les expériences menées par la société Terre Armée dès les années 70 dans différents sites à travers le monde. En France, ces expériences ont eu lieu avec la Direction Centrale du Génie du Ministère de la défense français en 1975. A Meppen en Allemagne Fédérale, c'était sous la direction du Bundesamt für Wehrtechnik und Beschaffung en 1979. Et enfin sur le site de Woomera en Australie, de nouveaux essais ont eu lieu en partenariat avec le Directorate of Weapons Engineering pour la Royal Australian Air Force [TER 05]. La comparaison de résistance des ouvrages a alors été faite avec des murs préfabriqués en béton armé ou des caissons de terres en béton ou en métal. La figure 30 présente la répartition de ces ouvrages sur le site d'essai de Woomera.

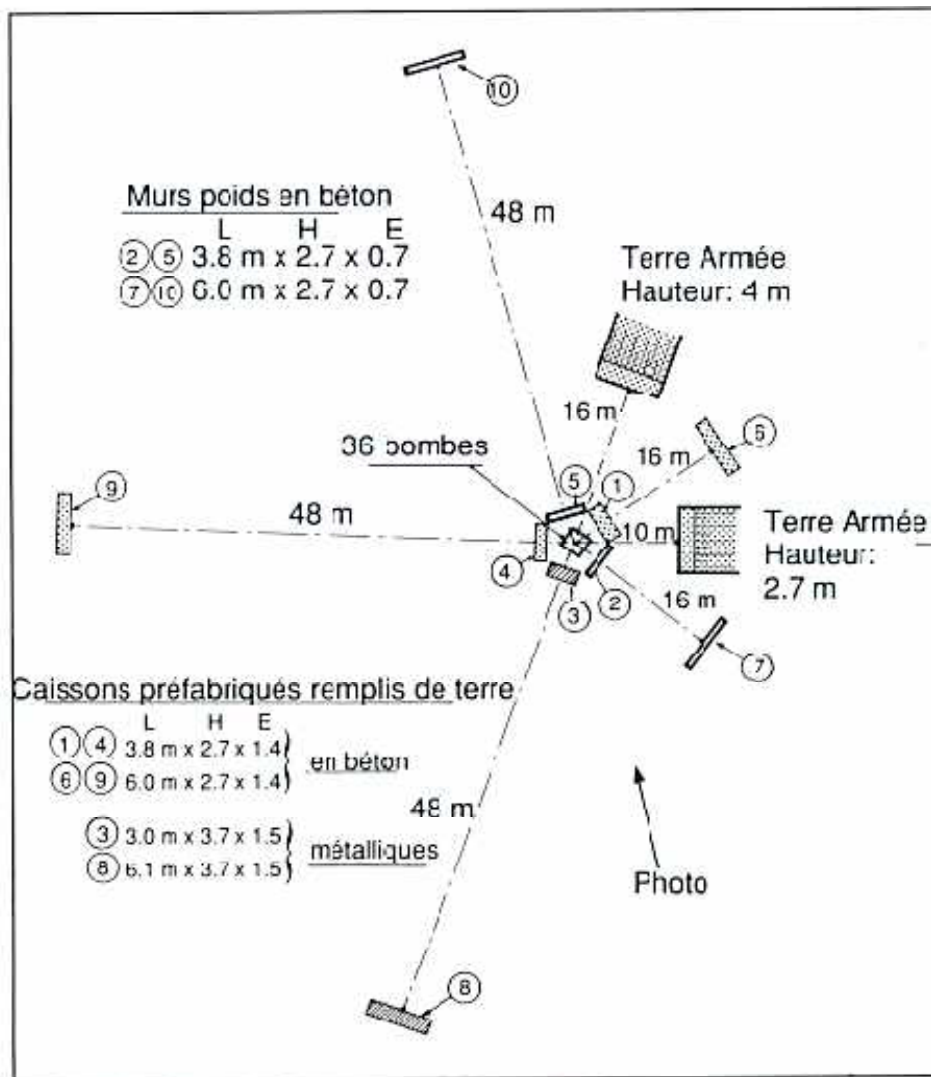


Figure 30. Plan du dispositif d'essai de Woomera [TER 05].

Les expérimentations se sont étendues avec plus d'intérêt et de moyens dans des programmes de recherche de l'Israeli Air Force et de l'USAF dans les années 90 [BAC et al. 93], [REI 95], [EYR et al. 93]. L'ensemble des murs alors testés étaient dimensionnés selon les principes de la terre armée, conformément aux textes réglementaires de chaque pays. L'ensemble de ces tests supposait une charge explosive disposée face au parement du massif de sol renforcé, de type écaille béton ou métallique. Certains de ces tests, notamment le programme de recherche de l'USAF des années 90, disposaient la charge explosive au sein même du massif renforcé, plus ou moins loin à l'arrière du parement dont on évaluait la déformation après explosion [EYR et al. 93].

A la suite des différents essais effectués, il est ressorti la capacité des ouvrages en sol renforcé à remplir leur fonction de faire barrage au souffle d'explosion en le dissipant ou en le détournant. Dans le même temps, les ouvrages rigides de type béton armé étaient littéralement pulvérisés, générant un grand nombre de projections de débris lors de l'explosion. Pour les plus fortes explosions testées, les auteurs ont pu aussi observer un fort endommagement des parements à écailles béton ainsi qu'une projection de débris issus de la fragmentation des écailles. Cette projection était moindre pour les caissons à parois métalliques qui tendaient à se déchirer. Une autre remarque met en avant que certains ouvrages à parement quasi-verticaux pouvaient souffrir d'un problème de renversement après explosions lorsqu'ils présentaient une hauteur supérieure à 3 ou 4 m.

L'une des observations issue des tests israéliens de 1990 était la forte accumulation de contraintes sur les zones d'ancrages du parement, qui systématiquement étaient les premières à céder à

l'explosion. Lorsque le panneau du parement (une écaille béton) ne cédait pas, la fissuration se propageait en forme de X entre les quatre points d'ancrage du panneau.

Une autre observation reposait sur la déformation du parement. A chaque détonation à l'arrière de celui-ci, la charge était disposée à mi-hauteur du mur. Les panneaux au droit de celle-ci souffrent en premier du plus grand déplacement, suivis des panneaux adjacents. La figure 31 suivante montre la vue en plan et 3 coupes de l'un des parements après explosion. Ce schéma de déformation a d'ailleurs été retrouvé dans la quasi-totalité des ouvrages étudiés.

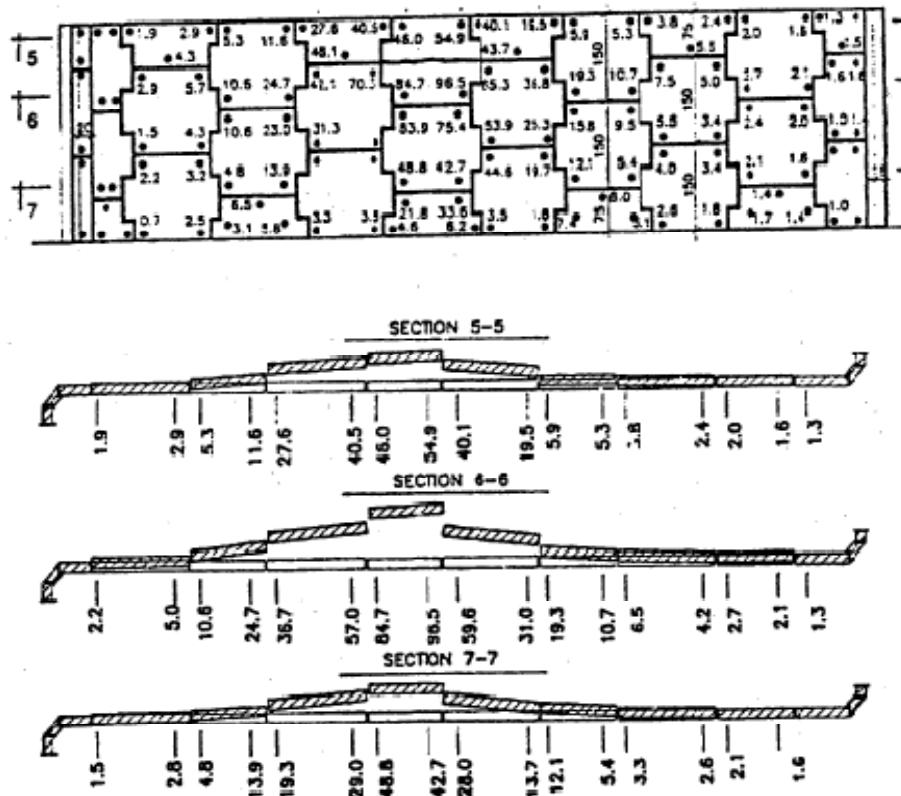


Figure 31 : Vue en plan et profils des déplacements des panneaux du parement [EYR et al. 93].

Malheureusement, si quelques informations soulignent l'importance des paramètres dimensionnant une telle structure (parement, densité du sol, géométrie de l'ouvrage...), peu voire aucune donnée numérique n'a été collectée en l'absence d'instrumentation des ouvrages, ce qui rend impossible l'étude de l'influence de ces variables sur le comportement dynamique des ouvrages sollicités ou sur les déplacements du parement.

2.3.2.2. Comparaison des résistances d'ouvrages en sol renforcé de type Terre Armée et d'ouvrages en sol renforcé par géotextiles

Plus récemment, une expérimentation effectuée à Singapour de Tan et al. en 2000 (cf. figures 32 et 33), complétée et publiée par Chew et al. en 2003 [TAN et al. 00], [CHE et al. 03], a consisté à étudier l'endommagement de deux ouvrages soumis à plusieurs explosions de différentes amplitudes. Le premier ouvrage est un massif en sol renforcé par géotextile, géométrie de type prisme, surplombé d'un « toit » fait en sacs de sable tandis que le versant incliné était surplombé d'une dalle béton de 80 cm d'épaisseur. L'autre ouvrage est un massif en terre armée de même géométrie, mais renforcé par bandes métalliques ancrées dans un sol confiné par des écailles béton. Des jauges de déformation, de mesure de pression et des accéléromètres ont été disposés au sein de ces deux ouvrages pour procéder aux différentes mesures de tension dans le géotextile, des pressions totales s'exerçant sur les terres et des signaux de contraintes exercées par le souffle de l'explosion.

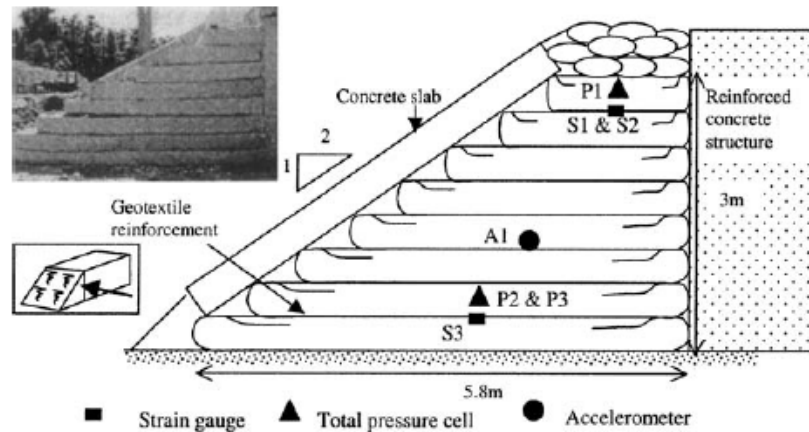


Figure 32 : Vues de la face sollicitée de l'ouvrage en sol renforcé par géotextile [CHE et al. 03].

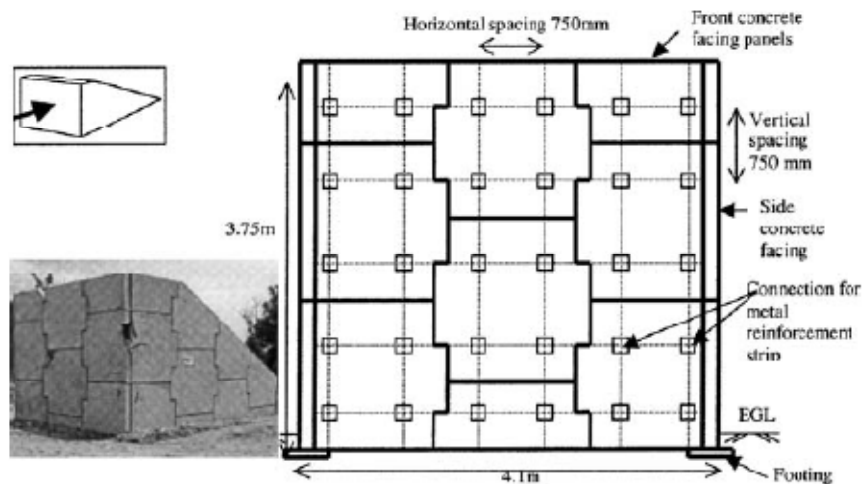


Figure 33 : Vues de la face sollicitée de l'ouvrage en terre armée [CHE et al. 03].

Après la première explosion, l'ouvrage en sol renforcé a conservé sa stabilité et sa forme générale. La face avant directement exposée au souffle, laissant apparaître à l'air libre les nappes de géotextiles a subi des dégâts « mineurs ». Les auteurs ont ainsi observé qu'outre une forte compression exercée sur cette face, les nappes de géotextiles ont brûlé par endroit tandis que certaines zones ont été déchirées par les fragments projetés par l'explosion. Ces fragments se sont ainsi logés dans le massif en générant des trous en forme de spirale.

Après la deuxième explosion, la zone brûlée s'est agrandie ainsi que le nombre de déchirures dues aux fragments de l'explosion. Certains sacs de sables sont tombés du « toit » à l'avant du mur mais l'ouvrage a parfaitement maintenu sa stabilité ainsi que sa forme (cf. figure 34).

Après la première explosion, l'ouvrage en terre armée a conservé sa stabilité et sa forme générale. Le parement directement exposé au souffle de l'explosion a sérieusement été endommagé. Des écailles béton se sont fragmentées au niveau de leurs zones d'attache aux autres écailles et se sont enfoncées générant ainsi une compression des terres à l'arrière du parement et faisant se déloger de 12 cm les écailles des faces latérales à mi hauteur. Par ailleurs, d'autres écailles se sont retrouvées perforées et grandement fissurées suite aux fragments projetés par l'explosion.

Après la deuxième explosion, les écailles béton du parement avant se sont rompues et tombant à l'avant de celui-ci, éventrant le mur et laissant tombé une grande quantité de matériau par terre. Les points d'attache des bandes métalliques aux écailles des couches inférieures se sont rompues tandis

que ceux des écailles supérieures ont résisté délogeant ainsi partiellement les bandes métalliques de renforcement entrainées dans la chute de ces écailles. (cf. figure 35)

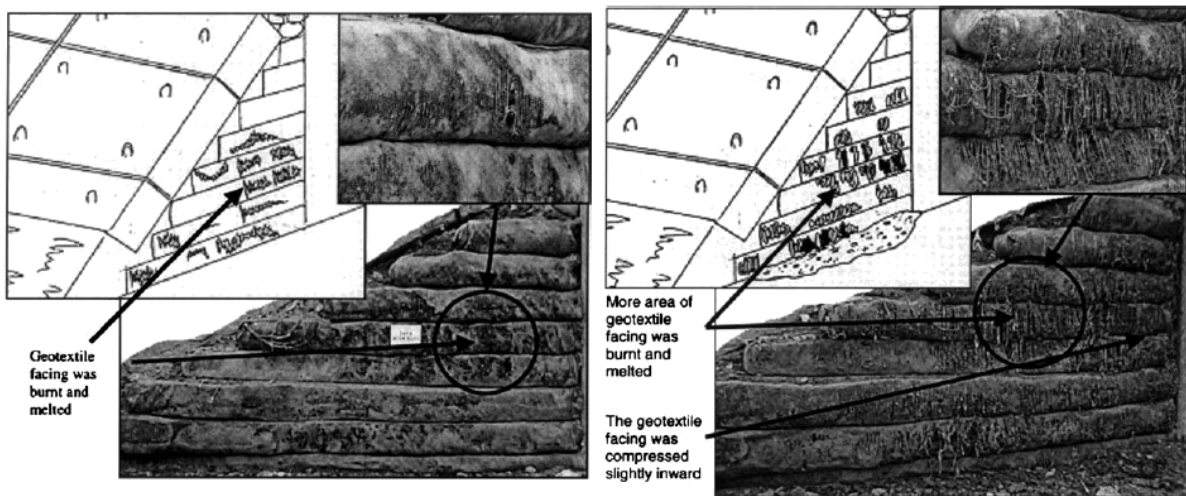


Figure 34. Face avant de l'ouvrage en sol renforcé après la première et la seconde explosion [CHE et al. 03].

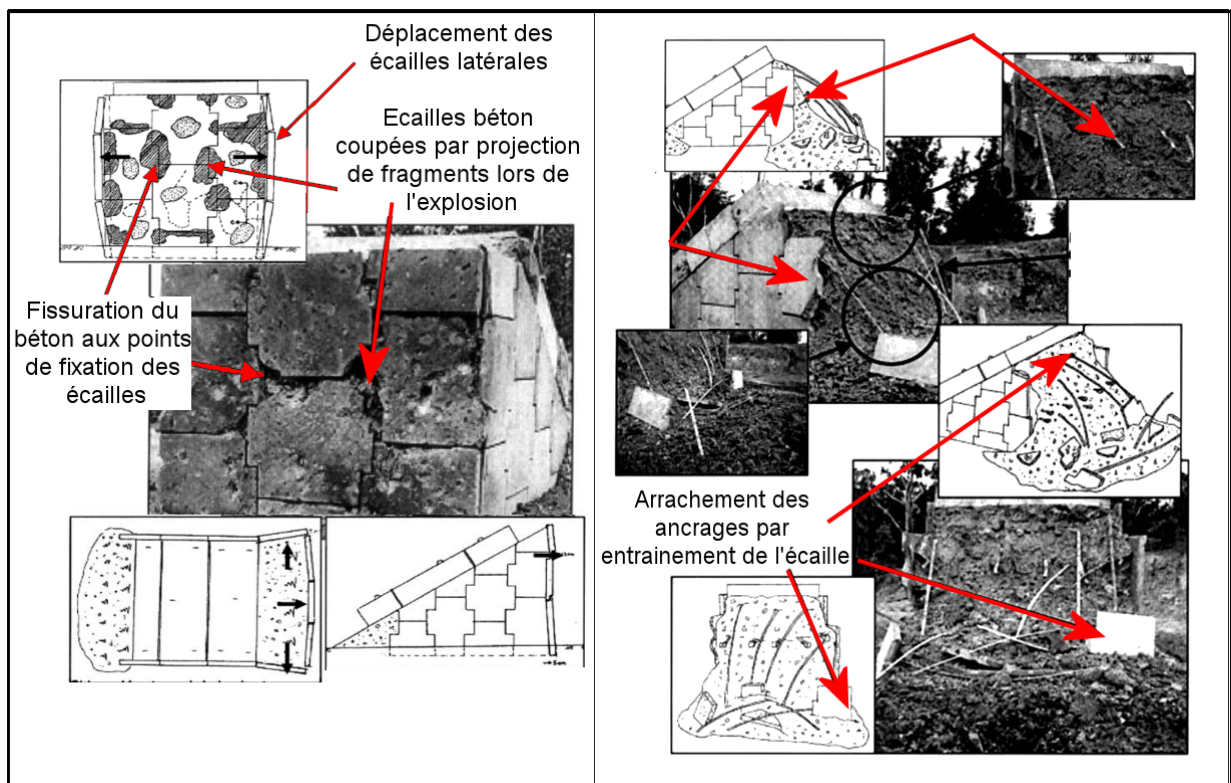


Figure 35 : Ouvrage en terre armée avant et après la deuxième explosion [CHE et al. 03].

Outre leurs conclusions vis-à-vis d'une meilleure stabilité des ouvrages renforcés en géotextile, les auteurs ont surtout mis l'accent sur la projection de débris. Ils ont en effet observé que les débris projetés par l'explosion ont poinçonné l'ouvrage renforcé en géotextile tandis qu'ils ricochaient contre les écailles béton. De plus, la fragmentation des écailles béton par le souffle a conduit à une augmentation des débris projetés.

2.3.2.3. Expériences sur modèles réduits en centrifugeuses

L'expérimentation à partir d'un modèle centrifuge permet d'apprécier qualitativement des événements pouvant servir au dimensionnement d'ouvrages grandeur nature. De plus, sous réserve que tous les paramètres caractérisant le modèle réduit (géométrie, caractéristiques mécaniques des matériaux...) respectent les lois de similitudes relatives à une échelle réelle, les résultats obtenus à échelle réduite peuvent directement être « traduits et interprétés » à échelle réelle.

Dans la continuité du programme de recherche de l'USAF des années 90 sur l'influence des explosions sur des murs de soutènement en sol renforcé, Olen et al. [OLE et al. 93] ont effectué trente et un tests à échelle réduite de murs de soutènement, sujets à une explosion enterrée à l'arrière du parement. Ces essais ont notamment permis de mesurer à l'aide de capteurs, les déplacements et les efforts de pression en différents points du modèle réduit au cours et après l'explosion.

La plupart des paramètres géométriques ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux ont été fidèlement reproduits en centrifugeuse grâce aux différentes lois de similitudes. Nous ne détaillerons pas les équations de mise à l'échelle du phénomène d'explosion. Néanmoins, il semble important de souligner toute la complexité d'une telle opération. En effet, les types d'explosifs utilisés à échelles réduites ne peuvent pas être les mêmes qu'à échelle réelle et la similitude doit alors être respectée en faisant intervenir les paramètres d'énergie d'explosion. Les auteurs se sont alors appuyés sur les travaux de Schmidt et Holsapple qui recommandent l'utilisation du théorème des Pi (ou théorème de Buckingham [SAL 88]) pour la relation d'échelle liant les énergies de détonation.

La littérature américaine dispose de plusieurs méthodes pour évaluer de manière générale, le pic des ondes de pressions issues d'une déflagration en un point plus ou moins éloigné de la source explosive. Le lecteur pourra ainsi se référer à la thèse de R. Reid [REI 95] sur les effets d'armes conventionnelles sur des murs en sol renforcé. Parmi les différentes méthodes citées par l'auteur, la formulation dite de Drake-Little (1983) est retenue dans les manuels de dimensionnement des ouvrages de protection de l'USAF et de l'US Army. Elle présente les avantages de reposer sur une grande base de données empiriques, d'être simples d'utilisation et de proposer des résultats très proches de la réalité.

2.3.3. Approche numérique

A l'heure actuelle, différents logiciels sont utilisés pour modéliser numériquement un problème d'explosion sur un ouvrage en sol renforcé et la méthode la plus fréquemment utilisée est celle des éléments finis, plus adaptée à des modélisations de grandes dimensions. On pourra citer, entre autres, Abaqus, DYNA3D ou PLAXIS.

Selon le rapport de l'équipe de recherche de la phase I du projet de l'USAF, (Dynamic response of reinforced soil systems. Volume 1. Report, [BAC et al. 93]), de nombreux logiciels de calcul numérique selon la méthode des éléments finis étaient envisageables pour leur étude. Cependant, si un grand nombre d'entre eux disposaient, dans leur base de données, de modèles préconfigurés pour des matériaux de type roche, les modèles granulaires n'étaient pas inclus. Bien qu'habituellement réservée à des problèmes de milieux continus, la solution aux éléments finis s'est avérée tout à fait pertinente. Elle a fait l'objet de calages sur des expériences modèles réduits ou réelle [BAC et al. 93], [CHE et al. 03]. Le logiciel alors retenu fut DYNA3D, notamment en raison de sa principale fonction qui était d'étudier les phénomènes d'explosions, et de son statut de logiciel relevant du domaine public contrairement à ses concurrents privés (ANSYS, ABAQUS ou ADINA) qui de plus, se révélaient très onéreux. Néanmoins, une caractéristique commune à tous ces logiciels est la nécessité d'implémenter des modèles de comportement mécanique du sol qui soient viables. Il se traduit généralement par un modèle rhéologique dit capuchon (cap en anglais) qui fonctionne comme suit.

Lorsqu'un sol est sollicité, il subit des déformations élastiques et plastiques. Les expérimentations dans le domaine statique s'appuient généralement sur une déformation élastique du sol selon une surface de charge propre à une rupture en cisaillement. Un exemple classique de modèle à une surface de charge est celui dit de Cam Clay de Burland et Roscoe (1968). Néanmoins, lorsque l'on sollicite un matériau granulaire de manière importante, le chemin de contrainte que suivra le matériau peut

nécessiter une ou plusieurs surfaces de charge supplémentaires pour envisager une rupture en compression par exemple. Les modèles incluant deux surfaces de charge sont qualifiés de modèles capuchons ou « cap » en anglais, en raison de la surface de charge en compression qui vient « fermer » le domaine élastique du matériau (cf. figure 36).

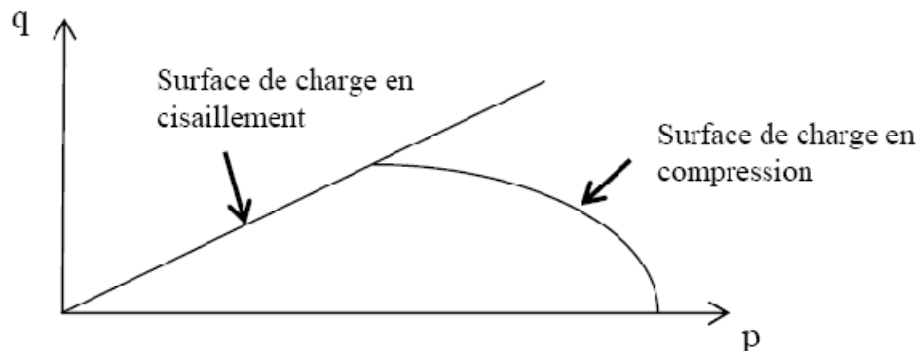


Figure 36 : Exemple de modèle à 2 surfaces de charges - Modèle de Chaffois et Monnet (1985) [JEN 06].

La plupart des modèles élastoplastiques à deux mécanismes ont été développés exclusivement pour les sols granulaires. Ces modèles comportent les mêmes surfaces de charge que pour un modèle capuchon classique comme exposé précédemment, mais mettent en œuvre un phénomène d'écrouissage isotrope en plus. Le modèle alors retenu dans les expérimentations de l'USAF était celui de Di Maggio et Sandler (1971) aussi connu sous le nom de modèle capuchon de Weidlinger. Le choix de ce modèle s'explique notamment par le fait qu'il était couramment utilisé dans des études militaires américaines pour étudier des problèmes mettant en œuvre des phénomènes d'explosions. On pourra aussi citer les modélisations effectuées sur la base des expérimentations de Singapour [TAN et al. 00], où un modèle numérique a été réalisé à partir du logiciel PLAXIS 7.2 (cf. figure 37) et de son module de calcul dynamique [CHE et al. 03]. Certains auteurs développent aussi des modèles rhéologiques plus complexes en considérant le milieu sollicité comme un « milieu à trois phases » (sol, l'eau et l'air interstitiels) [WANG et al. 03]. Ces mêmes auteurs se sont en l'occurrence servis du logiciel Autodyn d'ANSIS.

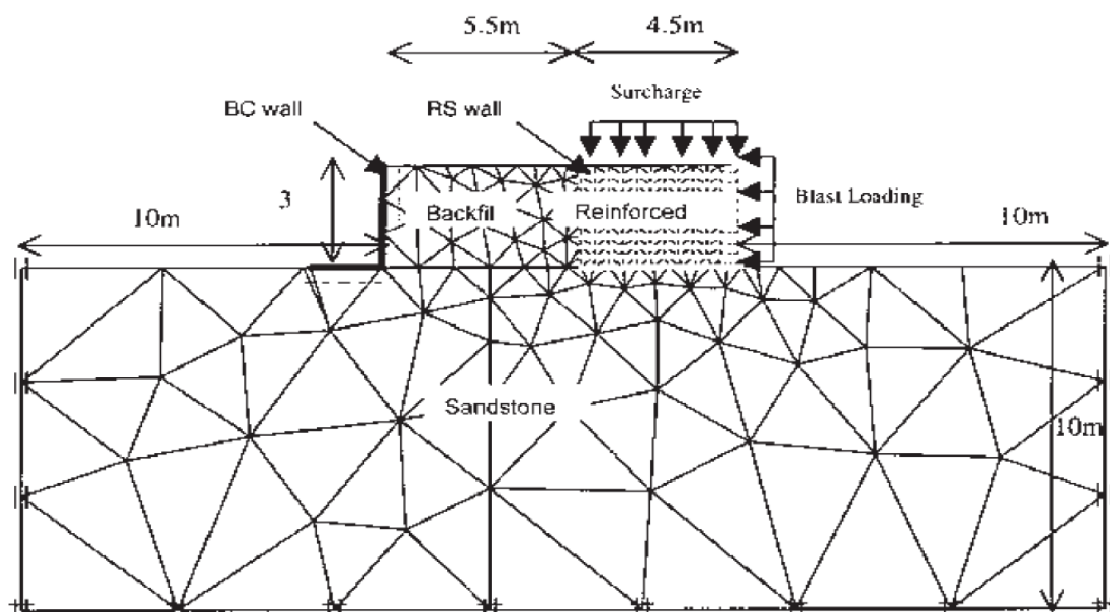


Figure 37 : Exemple de géométrie du problème aux éléments finis sous PLAXIS 7.2 [CHE et al. 03].

2.3.4. Conclusion sur la modélisation d'un phénomène d'explosion

A partir des quelques sources bibliographiques obtenues dans le cadre de ce mémoire, nous avons vu différentes approches pour modéliser un phénomène d'explosion.

Dans le cadre d'un projet de recherche mené par l'USAF pour évaluer la réponse d'ouvrages en sol renforcé soumis à des explosions, le calcul théorique s'est appuyé sur la formulation empirique de Drake-Little. Cette formulation s'est avérée dans le passé plutôt fiable pour la détermination des valeurs de pression maximale s'exerçant sur un ouvrage, en tout point de la source explosive. Elle a été d'ailleurs retenue à cette époque dans les manuels de dimensionnement d'ouvrages de protection militaires.

Devant des coûts de mise en œuvre élevés pour réaliser des expérimentations à échelle réelle fournissant des résultats rares mais pertinents pouvant servir de références aux autres méthodes d'études, l'utilisation de modèles réduits en centrifugeuse a fait l'objet de nombreuses études auxiliaires à celles précédemment citées, toujours au sein des forces militaires des Etats-Unis. L'ensemble de ces travaux a ainsi permis de constater la fiabilité d'une telle démarche en raison de ses bonnes corrélations avec des expérimentations à échelle réelle. Une seule difficulté réside dans la mise à l'échelle du phénomène d'explosion qui, lorsqu'elle est de faible intensité, conduit souvent à l'utilisation d'un matériau explosif différent de l'expérimentation à échelle réelle. Les auteurs ont ainsi été amenés à utiliser d'autres formulations pour reproduire à l'échelle du modèle réduit des conditions fidèles à la réalité.

Enfin, la modélisation numérique est une approche tout à fait recevable, compte-tenu du nombre de logiciels dont les modules de calcul dynamique incluent des chargements explosifs. De nombreux logiciels sont ainsi disponibles, mais ils impliquent tous une implémentation d'un modèle de comportement dynamique réaliste pour le sol.

A l'heure actuelle, la modélisation d'un phénomène d'explosion est, par conséquent, tout à fait envisageable selon différentes approches. On soulignera cependant que cette remarque s'appuie sur des résultats assez anciens mais on peut supposer aujourd'hui que les progrès dans le calcul informatique ou scientifique laissent envisager une utilisation beaucoup plus fiable et pertinente de l'outil numérique.

L'ensemble de ces observations nous a permis de souligner que la vétusté des travaux présentés ou la méconnaissance de résultats expérimentaux récents complique l'idée d'une confrontation expérimentale-numérique. Par ailleurs, la difficulté de réalisation d'une expérience d'explosion sur un ouvrage M3S® (pour des raisons de technicité ou de moyens logistiques et financiers) nous a poussés à écarter l'étude plus approfondie de cette sollicitation dynamique.

2.4. Etude du phénomène de choc

2.4.1. Introduction

Comme toute action dynamique, le phénomène de choc est souvent présenté comme un diagramme force-temps ou contrainte-temps, où la courbe peut être approchée par un signal d'entrée de type impulsion. C'est un signal d'une grande amplitude pour une durée très brève de l'ordre de quelques millisecondes. Depuis les années 60, de nombreux outils analytiques, expérimentaux ou numériques ont été développés pour déterminer à l'avance les efforts dynamiques maximaux pouvant être engendrés par une telle sollicitation. A l'heure actuelle, la sollicitation choc fait l'objet de très nombreux travaux de recherche qui sont notamment encouragés par un contexte normatif plutôt limité.

Dans cette partie, on présente tout d'abord le contexte d'occurrence ainsi que les expérimentations mettant en jeu ce type de sollicitation. Puis, on souligne les limites du contexte normatif de l'Eurocode 1 associé. Ensuite, on revient brièvement sur des exemples de formulations analytiques et de modélisations numériques (notamment la méthode des éléments discrets) utilisées pour résoudre des problèmes de chocs.

2.4.2. Contexte d'occurrence

2.4.2.1. Classification énergétique des ouvrages de protection

Dans le génie civil, les chocs interviennent dans le cadre d'actions accidentelles face auxquelles une structure doit être capable d'assurer son bon fonctionnement, pendant et après le phénomène. Dans le cadre de la géotechnique, l'étude de l'incidence des chocs sur le sol a été menée conjointement au développement de certaines techniques particulières comme par exemple, le compactage dynamique.

La notion de chocs en génie civil suscite généralement deux cas de figure que sont l'impact sur un ouvrage d'un véhicule ou l'impact d'un bloc rocheux issu d'un éboulement. A l'heure actuelle, la plupart de ces phénomènes cherchent à tout prix à être évités tant la stabilité et la fonction d'un ouvrage, même si elles ont été dimensionnées par rapport à des combinaisons accidentelles, peuvent sérieusement être remises en question après une telle sollicitation. Le plus souvent, lorsqu'un ouvrage subit des chocs violents, sa conception prévoit une stabilité et une pérennité de service suffisante pour permettre sa réparation partielle ou complète. Cependant, cette réparation présente un coût plus ou moins important en fonction de la taille, de la complexité de réalisation ou encore de l'accessibilité à la zone d'implantation de l'ouvrage. Afin de diminuer l'ampleur de ces coûts « post-accidentels », des systèmes auxiliaires sont ainsi mis en place en amont de l'ouvrage afin que celui-ci ne soit sollicité que pour des cas de figures extrêmes. De manière à illustrer ce point, les ouvrages de protection peuvent être classés selon le niveau maximal d'énergie d'impact qu'ils peuvent supporter. Descoedres en 1997 [DES et al. 97], a proposé une classification énergétique de chacun de ces ouvrages comme le présente la figure 38.

Si cette partie revient sur les différentes structures sollicitées, de manière à souligner l'intérêt de l'utilisation du sol en termes de capacité d'absorption d'énergie, la présente étude insiste sur le cas des merlons ou barrières renforcées, catégorie dans laquelle un ouvrage en sol renforcé par géotextiles M3S® s'inscrit parfaitement.

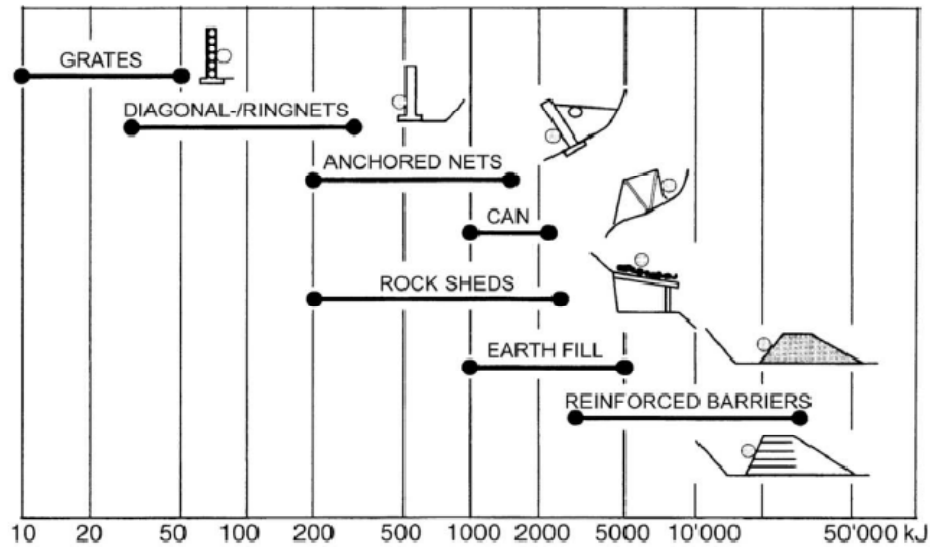


Figure 38. Classification énergétique des ouvrages pare bloc (Descoedres, 1997)

2.4.2.2. Structures d'arrêt de blocs ou de véhicules

Les principales structures de protection destinées à l'arrêt de blocs à une haute énergie d'impact ($E > 2000 \text{ kJ}$) sont dites « passives ». Elles regroupent les écrans de type filets [HEA et al. 95], [NIC 99], les casquettes de protection routière en béton armé [DEL et al. 04] et les merlons de protection [BER et al. 07]. Toutes ces structures assurent la même fonction mais ont des technologies complètement différentes, des niveaux d'amortissement d'énergie différents qui conditionne leur zone d'implantation. En raison du matériau granulaire comme élément principal de conception, seules les casquettes de protection et les merlons sont présentés.

Les casquettes de protections (cf. figure 39) sont des structures en béton armé avec une dalle de couverture sur laquelle sont généralement disposés des matériaux granulaires [LCPC 2001], [DEL et al. 2004], [TON et al. 06]. Le développement de ces structures a permis de mettre en avant non seulement le caractère amortissant des matériaux granulaires [KAW et al. 06], [MON 98] mais aussi de répartir l'effort d'impact sur la dalle béton, et donc de permettre au concepteur de dimensionner la structure en supposant un chargement quasi-statique. Ces structures présentent néanmoins l'inconvénient d'être plus lourdes que les précédentes. Par ailleurs, leur mise en œuvre et leur entretien délicats, notamment à cause de la superposition de matériaux absorbants, rajoutent de nombreuses contraintes à l'utilisation de ces structures.

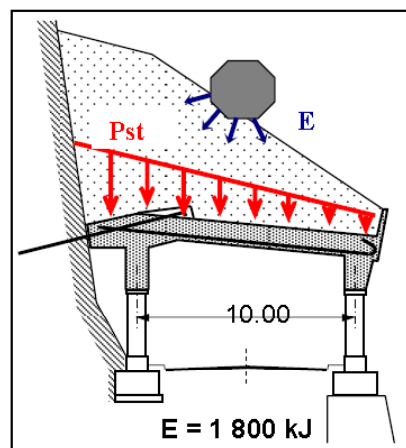


Figure 39. Charge répartie issue d'un impact localisé sur une couche de remblai [TON et al. 06].

Les merlons constituent quant à eux la solution la plus efficace en tant que structure d'arrêt de blocs, puisque leur capacité d'absorption atteint 50 000 kJ, soit une énergie 5 fois plus élevée que les casquettes de protections classiques. Leur structure est constituée d'un remblai de terre qui peut être renforcé ou non par des éléments d'inclusions comme des nappes de géosynthétique. Ce remblai peut ensuite être éventuellement encadré par un ou deux parements qui apportent un confinement supplémentaire au sol et surtout une emprise au sol de l'ouvrage plus réduite. On pourra noter comme exemple ; les merlons à simple ou double parement raidi en cellules gabions [LAM 07] ou plus généralement de type « structure sandwich » [LOR 07], un remblai renforcé par géosynthétiques longitudinaux et équipé d'un parement amortisseur fait de sacs de sable en géotextile comme dans le cas du GEOROCK Wall de Yoshida [YOS 99], un confinement de sol renforcé par géotextiles avec un caisson en bois [BUR et al. 93] ou encore de simples cellules cylindriques de géotextile confinant du sol (procédé Defencell©).

Les figures 40 et 41 présentent différents merlons de protection contre des impacts.



Figure 40. (gauche) merlon de protection contre les chutes de blocs à double parements (Visite du site d'essai REMPARe) – (droite) merlon de protection Defencell© sans parement contre les chocs de véhicules.

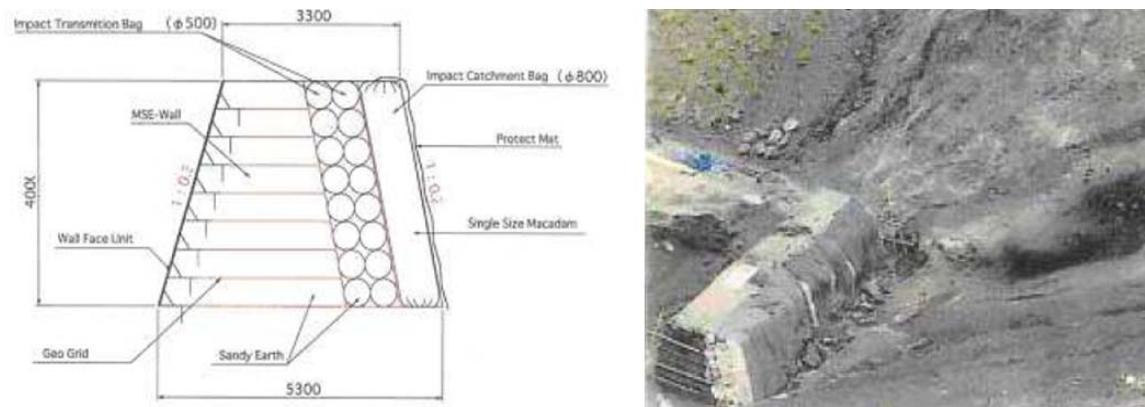


Figure 41 : Merlon de protection contre les chutes de blocs à simple parement, GEOROCK wall [YOS 99].

2.4.2.3. Intérêts des merlons

Dans le cadre notre étude, les merlons présentent un grand intérêt puisqu'ils peuvent être vus comme des remblais de sol simplement ou doublement raidis et ce grâce à l'emploi d'inclusions de renforcements comme les géosynthétiques. Le premier chapitre a montré que le procédé M3S® permettait la réalisation de ce type d'ouvrages, ce qui laisse à penser que le domaine des merlons présente des pistes d'études similaires et intéressantes. Il est donc intéressant d'évaluer les procédures de dimensionnement de ces ouvrages.

2.4.3. Approche normative du phénomène de choc

Actuellement, l'Eurocode 1 partie 1.7 regroupe les seules règles constituant la base du dimensionnement d'ouvrages sujets à des chocs tels que les galeries de protection, ou encore, les merlons.

2.4.3.1. Approche pseudo-statique de l'Eurocode 1-1.7

La prise en considération de chocs dans le cadre du dimensionnement suit la même démarche que celle tenant compte d'une sollicitation sismique où les textes normatifs suivent une démarche pseudo-statique. Dans le cadre des chocs, l'eurocode 1, partie 1-7, définit les règles de dimensionnement à suivre en tenant compte d'une sollicitation de type choc. Il les illustre comme la collision d'un véhicule avec un ouvrage. Sont alors distingués :

- les collisions dues aux véhicules ;
- les collisions dues aux trains ;
- les collisions dues aux bateaux ;
- l'atterrissage brutal d'hélicoptères sur des toitures.

L'eurocode 1 définit un choc selon les mêmes paramètres que la théorie du même nom, à savoir, la prise en considération des matériaux constitutifs, leurs vitesses respectives avant et après impact ou les capacités d'amortissement de chacun. La principale différence intervient au niveau du calcul de structure où un traitement dynamique est remplacé par un traitement statique équivalent. Ainsi, pour les besoins du calcul de structure, les actions dues aux chocs seront remplacées par des forces dites statiques équivalentes, produisant des effets équivalents sur la structure. Cette méthode présente néanmoins une contrainte essentielle, le calcul est mené selon un chargement statique et néglige donc les forces d'inertie dues à la mise en mouvement des matériaux constitutifs de la structure.

L'Eurocode 1 introduit comme hypothèse que la majeure partie de l'énergie sera dissipée par l'impactant (ce qui est le cas de véhicules généralement plus « déformables » que des structures massive en béton). Auquel cas, des tableaux de charges équivalentes sont alors fournis (cf. tableau 7), selon le type de véhicules considéré. Par la suite, le point d'application et l'angle d'inclinaison de la force d'impact (cf. figure 42) appliqué à la structure étudiée sont fonction des caractéristiques standards du véhicule impactant.

Type de route	Type de véhicule	Force $F_{d,x}$ (kN)	Force $F_{d,y}$ (kN)
autoroute	poids lourd	[1 000]	[500]
agglomération urbaine	poids lourd	[500]	[250]
cours d'immeubles	uniquement voitures légères	[50]	[25]
	poids lourd	[150]	[75]
garages parkings	uniquement voitures légères	[40]	[25]

NOTE 1 x = direction de la circulation courante, y = perpendiculaire à la direction de la circulation courante

NOTE 2 Les valeurs du tableau sont applicables à des éléments de structure normalement exposés ; dans des cas particuliers, pour des types de structures de la catégorie 3, une analyse plus perfectionnée, telle qu'indiquée dans l'annexe A, peut être plus appropriée. L'annexe A donne, en particulier, des informations sur les valeurs de calcul des vitesses, sur les durées d'application des forces et sur l'effet de la distance de la route jusqu'à l'élément de structure.

Tableau 7. Forces de calcul horizontales, statiques équivalentes dues au choc contre les infrastructures portantes de ponts ou d'autres structures situées au-dessus de chaussées [EC1-2-7].

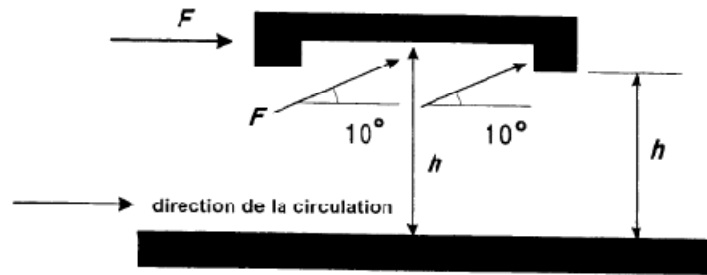


Figure 42 : Forces de collision contre un élément de structure horizontal au-dessus des voies [EC1 2-7].

2.4.3.2. Approche affinée de l'Eurocode 1-1.7

L'annexe A de l'EC1 partie 1-7, présente à titre **informatif**, une méthode de calcul affinée d'un impact d'un véhicule contre une structure. Ce dernier peut alors inclure un des aspects suivants :

- effets dynamiques ;
- comportement non linéaire du matériau ;
- aspects probabilistiques ;
- analyse des conséquences ;
- optimisation économique des mesures d'atténuation.

Cette annexe repose alors sur un modèle plus réaliste du choc qui est un diagramme force-temps, résultant de paramètres mécaniques et dynamiques d'entrée (géométrie de l'impactant, masses, vitesses d'impact...) comme le montre la figure 43.

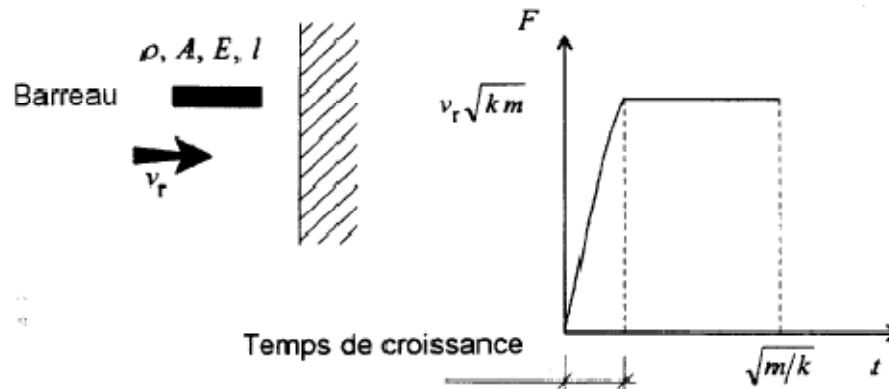


Figure 43 : Modèle de choc [EC1-2-7].

Des hypothèses simplificatrices telles qu'un plan impacté immobile ou la géométrie d'un véhicule assimilée à un barreau permettent d'aboutir à la formule suivante, soit la valeur maximale de la fonction « bloc » :

$$F_{max} = v_r \cdot \sqrt{k \cdot m} \quad (E 26)$$

$$\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (E 27)$$

où :

v_r est la vitesse de l'objet au moment du choc ;

k est la rigidité élastique équivalente de l'objet = $E.A / l$;

m est la masse de l'objet qui produit le choc = $\rho.A.l$;

l est la longueur du barreau, géométrie simplifiée du véhicule impactant ;

- A est la surface de la section transversale ;
- E est le module d'élasticité ;
- ρ est la masse volumique du barreau.

Δt est un temps de croissance qui peut ou non être considéré. En effet, selon les vitesses d'impact, ce temps est généralement de l'ordre de fraction de millisecondes. Dans ce cas, il peut être négligé.

D'autres lois plus complètes tiennent aussi compte de la distance séparant l'ouvrage impacté et la sortie de route du véhicule impactant, ou encore, de la distance de freinage. L'intégration d'un facteur probabiliste au sein de ces formules permet notamment d'apporter des précisions concernant la prise en compte ou non du phénomène accidentel. Cependant, le recours à un calcul affiné est laissé à l'appréciation des concepteurs qui ne trouveront que très peu de détails de la procédure à suivre dans les textes réglementaires.

2.4.3.3. Limites de la norme

Il faut souligner toute l'importance de l'hypothèse à la base de la procédure de calcul et qui considère l'ouvrage impacté comme rigide ou indéformable. Une telle hypothèse ne peut s'appliquer dans le cas de massifs en sol renforcé relevant de la catégorie des « ouvrages souples » et justement déformables. Un tel contexte normatif reflète par ailleurs un des problèmes majeurs concernant les merlons de protection puisque la méconnaissance de leur comportement mécanique induit un surdimensionnement de ces ouvrages.

2.4.4. Approches empiriques et analytiques

Pour aborder un problème de choc, il apparaît aussi intéressant d'aborder les différentes approches analytiques ou empiriques pouvant être employées. Cela permet notamment de comprendre l'origine des différents paramètres entrant en jeu dans l'étude d'un phénomène de choc.

2.4.4.1. Modèles théoriques

C'est dans un cadre souvent militaire que le phénomène de collision entre un projectile et un sol a commencé à être abordé. Les premières formulations empiriques datent des années 60 avec Zivilschutz (1964) puis Lang (1974) notamment (Formule de Poncelet). On suppose alors une sphère ne se détériorant pas pendant l'impact. La pénétration est alors obtenue comme une fonction de la masse, de la section et de la vitesse d'impact du projectile considéré. Un paramètre empirique noté b est ensuite évalué pour différents matériaux de type sols ou roches.

En 1978, Kar propose une méthode empirique basée sur des essais en vraie grandeur de pénétration de bombes et de missiles dans des abris de protection enterrés. La pénétration est alors supposée dépendante des propriétés géométriques et mécaniques de l'impactant et de la structure. Le nombre de paramètres pris en compte est alors plus nombreux que dans la précédente formulation mais la principale évolution est la prise en compte des propriétés mécaniques de l'impactant (module d'Young E_s) et les propriétés mécaniques du sol impacté (résistance en compression non confinée Y , module d'Young E). Cette approche a fait l'objet d'une étude récente de Carotti et al. (2004) qui ont montré la dispersion des résultats lorsque cette formule est appliquée à des matériaux frottants. Cela est en fait dû à l'imprécision de l'évaluation de E pour des matériaux frottants soumis à de grandes déformations.

Au Japon, Yoshida puis Masuya (1992), se basent sur des essais en vraie grandeur, en évaluant l'effort par accélération sur des galeries de protection en acier, surplombées d'une couche de remblai. Par la suite, les essais sont effectués sur des couches de remblai seules pouvant aller jusqu'à 20m. Les auteurs proposent une formulation tenant compte du poids de l'impactant, de sa hauteur de chute et d'un autre paramètre qui est la durée d'impact. Elle se fonde sur la conservation de la quantité de mouvement en supposant une relation parabolique. Ces travaux de recherche ont notamment permis de souligner que la durée d'impact est dépendante de la masse de l'impactant et non de la hauteur de chute.

Actuellement au Japon, une formulation empirique employée par la Japan Road Association permet le dimensionnement des structures de protection. Cette formulation détermine ainsi la force d'impact P en [kN] et son expression est :

$$P = 2,108.(m.g)^{2/3}.\lambda^{2/5}.H^{3/5} \quad (E\ 28)$$

Avec :

- P force d'impact [kN] ;
- m masse du bloc rocheux impactant [t] ;
- g accélération de la pesanteur égale à $9,8\text{ m.s}^{-2}$;
- λ coefficient de Lamé du sable amortisseur [kN/m^2] ;
- H hauteur de chute du bloc [m].

Il existe un grand nombre de formulations empiriques, ces dernières présentent un certain nombre de limites qui rend leur utilisation inadéquate dans cette étude. D'une part, les formules établies ne sont absolument pas homogènes, et bien que les travaux de Masuya le soient dans l'expression des forces de pression, cette dernière repose sur une expression du temps d'impact inhomogène. D'autre part, Montani Stoffel [MON 98] a comparé un grand nombre de formulations empiriques dans ses travaux et a observé une grande divergence des résultats obtenus pour un même cas de figure (cf. figure 45).

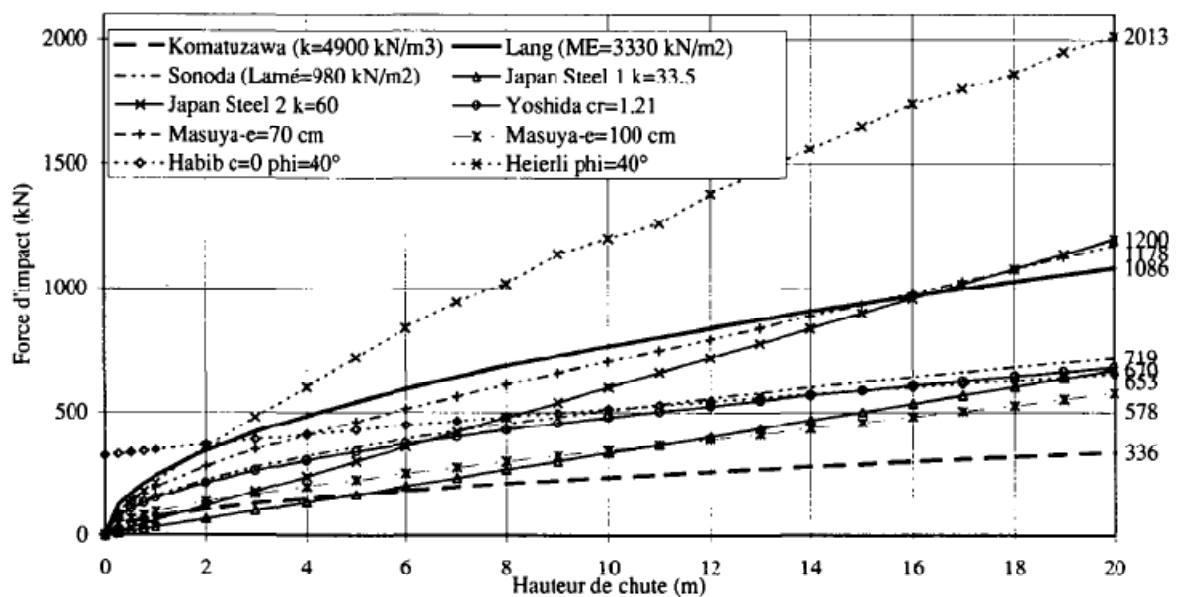


Figure 44. Comparaison des forces d'impact issues de diverses formulations empiriques [MON 98].

L'approche analytique permet quant à elle d'établir des formulations sur des bases théoriques de mécanique et conduit entre autre à s'intéresser à la théorie des chocs. Un de ses fondements est la théorie des contacts de Hertz sur le choc de 2 sphères élastiques. Ce modèle théorique complété par les hypothèses de Goldsmith (1960) a donné des résultats cohérents avec les expérimentations menées par Labiouse et al. [LAB et al. 94]. Envisager une telle représentation est cependant très restrictif de par le fait que l'on néglige les déformations plastiques des particules de sol. La modélisation de Tonello [TON 88] intègre quant à elle ce critère dans son modèle élastique parfaitement plastique. Ce modèle est ainsi pris en compte lors de certaines expérimentations actuelles, en raison de ses bonnes prédictions par rapport à des modèles grandeur nature, notamment dans l'estimation d'une force d'impact sur des casquettes de protection.

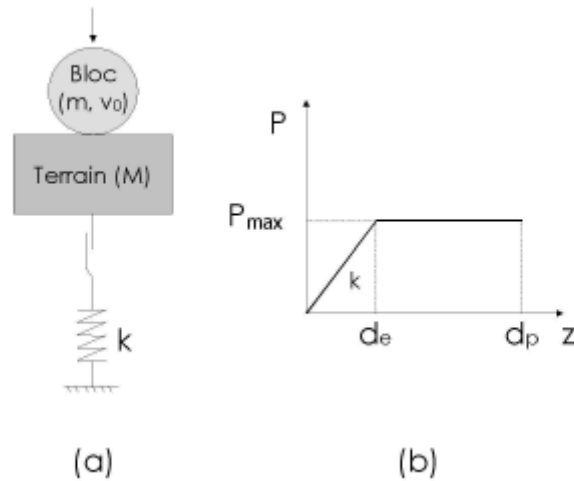


Figure 45. (a) Principe du modèle, (b) Modèle élastique parfaitement plastique [TON 88]

Dans le cadre de ses travaux [BER 06], Bertrand a développé un modèle numérique d'une cellule gabion soumise à un impact qu'il a validé sur des essais expérimentaux réalisés par Lambert [LAM 07]. Bertrand a ensuite comparé les résultats issus du modèle numérique (courbe sur la figure 46 notée « Bloc ») avec les deux modèles analytiques exposés précédemment, à savoir, le modèle de chocs élastiques appliqués à différents états de densité de remplissage de la cellule (courbes sur la figure 46 notées « MCE ») et le modèle élastique parfaitement plastique de Tonello (courbe sur la figure 46 notée « Mod. Tonello »).

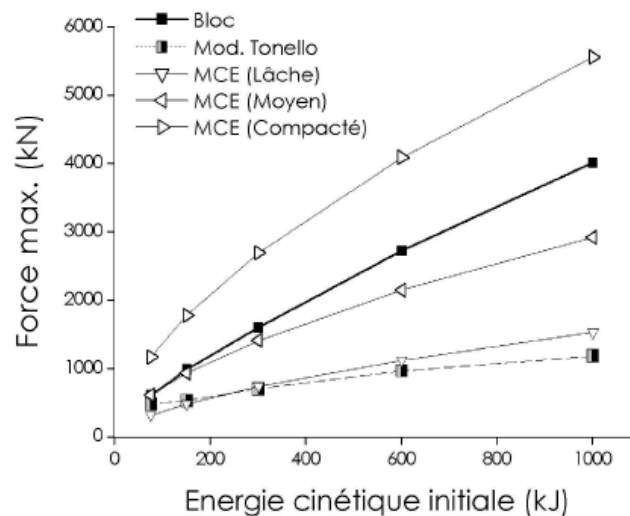


Figure 46 : Comparaison des modèles analytiques et du modèle numérique [BER 06].

De manière plus générale, Bertrand a constaté une bonne corrélation de la modélisation analytique des chocs élastiques avec les résultats expérimentaux et cela malgré une hypothèse de comportement élastique pourtant éloignée du comportement réel. Par ailleurs, l'auteur a remarqué que le modèle de Tonello, intégrant pourtant un phénomène de plasticité donc plus proche de la réalité, tend à sous estimer de manière importante la force maximale d'impact.

Enfin, d'autres procédés tels que ceux employés dans le déminage comme le procédé DEMICHAIN (ARTID 06), s'appuient sur les travaux de R. A. Scott et R. W. Pearce et font appel à la résolution des problèmes de chocs en passant par une étude sur la propagation d'ondes au sein du sol impacté. Les résultats ainsi obtenus sont eux aussi fidèles à ceux de la réalité.

2.4.4.2. Pertinence des modèles théoriques

Bien que la validité des modèles empiriques ou analytiques ait pu se révéler pertinente pour des sollicitations engendrant un faible domaine de déformation, cela n'a pas été vérifié dans le cas des sollicitations extrêmes, conduisant à d'importantes déformations, comme celles envisagées lors d'impact sur un ouvrage souple de type merlon. Les approches analytiques ou empiriques s'avèrent pertinentes pour mieux cerner les mécanismes fondamentaux d'un choc entre des structures « simples » mais d'une part, ces modèles présentent une grande divergence de résultats et la fiabilité de ces derniers dans des cas de sollicitations extrêmes n'a pas encore été démontrée.

2.4.5. Approche numérique

2.4.5.1. Généralités

Les progrès du calcul informatique ont notamment permis depuis les années 90, le développement des modèles numériques en matière d'étude dynamique de phénomènes de chocs. Bien que les programmes varient énormément suivant les auteurs, les méthodes de calcul, elles, semblent converger vers une solution de type modèle aux éléments discrets. Le lecteur pourra se référer à [MON 98] où la plupart de ces modèles sont bien plus détaillés que dans le présent rapport. Néanmoins, on rappellera ici les bases du calcul numérique selon la méthode aux éléments discrets pour analyser notre problème.

2.4.5.2. Modèle aux éléments discrets

La méthode aux éléments discrets (MED) se caractérise par une discrétisation temporelle par différence finies. Le milieu n'est plus considéré comme continu comme avec la méthode des éléments finis, mais comme un assemblage de corps discrets de forme sphérique ou cylindrique. Par ailleurs, le modèle continu travaille généralement à une échelle macroscopique qui demande, comme loi d'entrée, la ou les lois de comportement mécanique du matériau. On a pu cependant voir dans les parties précédentes, que malgré l'existence de nombreux modèles analytiques ou empiriques, ces lois sont souvent mal connues ou résultent de nombreuses approximations, notamment pour les milieux granulaires caractérisés par leur discontinuité. Le modèle discret présente alors le principal avantage de ne pas devoir recourir à ces lois de comportement macroscopique puisque les déplacements et les rotations de chaque corps ne reposent que sur les principes fondamentaux de la dynamique. L'interaction entre chaque corps discret repose quant à elle, sur des modèles de contact variés qui découlent des paramètres micromécaniques des corps considérés [Cundall et Hart, 1992]. La figure suivante présente la démarche de calcul d'un modèle aux éléments distincts.



Figure 47 : Cycle de calcul pour une approche MED [BER 06].

De part l'ensemble des travaux utilisant cette méthode de calcul pour résoudre entre autre des problèmes d'impacts sur des matériaux granulaires, [BER 06], [BOU 08], celle-ci a été retenue dans

nos travaux et fera l'objet d'un développement plus important dans la *Partie II : Approche numérique* du présent rapport.

Les deux figures suivantes présentent des exemples de modélisation de cellule gabions ou de nappe de géosynthétique ancrée dans un talus.

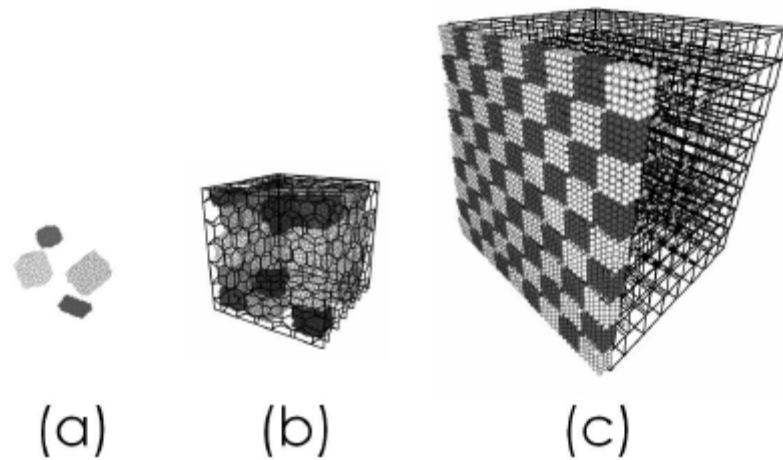


Figure 48 : (a) L'élément de remplissage constitué d'un agglomérat de corps distincts, (b) La cellule gabion avec son grillage métallique, (c) L'ouvrage constitué de plusieurs cellules « simplifiées » [BER 06].

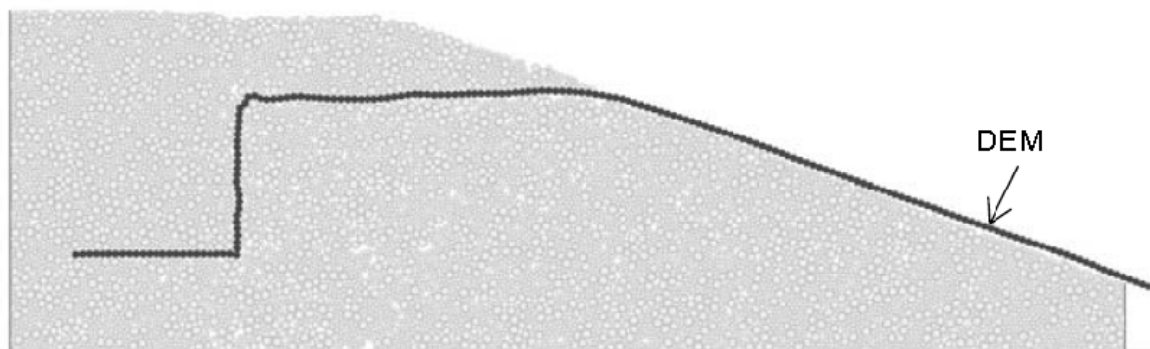


Figure 49 : Modélisation aux éléments distincts d'une nappe de géosynthétique ancrée dans un talus [CHA 03].

2.4.6. Conclusion sur la modélisation d'un phénomène d'impact

Les phénomènes de chocs sur des structures de protection peuvent intervenir lors de la collision d'un véhicule ou suite à un éboulement rocheux. C'est notamment ce dernier phénomène qui a stimulé ces dernières années la recherche en ce domaine, que ce soit en France ou encore au Japon. A l'heure actuelle, les merlons de protection font partie de l'ensemble des structures envisageables pour parer à ce problème et permettent par leur masse d'absorber des énergies d'impacts très élevées. Leur mise en œuvre, leur fonction et leur comportement mécanique présentent de nombreuses similitudes avec l'une des applications des ouvrages M3S®, rendant leur étude du comportement dynamique par le biais d'expérimentations ou de modélisations numériques par la méthode aux éléments discrets tout à fait transposable à notre cas de figure.

Conclusions de la première partie

La première partie a permis d'identifier tout d'abord l'objet de notre étude que sont les ouvrages en sol renforcés par géocellulaires M3S®, ainsi que le contexte des sollicitations dynamiques les plus fréquemment rencontrées dans le domaine du génie civil, à savoir les séismes, les explosions et les chocs.

Le système M3S® est un massif en sol renforcé par structure alvéolaire tridimensionnelle en géotextile. Les paramètres fondamentaux à l'étude statique d'un tel ouvrage sont le sol défini par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb, le matériau géotextile dont le comportement est défini par un module initial et un module sécant ainsi que la loi d'interface entre les deux. Ses applications actuelles sont multiples (élargissement autoroutier, ouvrage de soutènement, confinement de cuve, merlon anti-bruit...) et permettent l'utilisation de différents parements et de matériau de remplissage variés, offrant ainsi à l'ouvrage des caractéristiques mécaniques différentes et adaptées aux conditions d'utilisation.

A partir des travaux de R&D réalisés à ce jour, des observations ont mis en avant les capacités de déformations importantes des ouvrages M3S® avant rupture, leur comportement élastique en grandes déformations et l'hypothèse d'une forte capacité d'absorption d'énergie. De ce fait, s'est posée la question de sa capacité à répondre à des sollicitations dynamiques.

Dans ce but, un état de l'art a été réalisé sur les sollicitations dynamiques de type séisme, choc et explosion permettant de dresser les conclusions suivantes.

La sollicitation sismique est la mieux maîtrisée des trois, comme en témoigne la littérature internationale. Elle a fait l'objet d'études analytiques poussées qui, lorsqu'elles se sont heurtées à la complexité du calcul mathématique, ont laissées place à la modélisation numérique. Aujourd'hui, la plupart des méthodes informatiques (essentiellement de type MEF) semble donner des résultats suffisamment proches de la réalité et continue de s'affiner par le biais des travaux de recherche en cours. D'un point de vue applicatif, les normes en vigueur intègrent le paramètre sismique dans le dimensionnement d'ouvrages en sol renforcé, domaine auquel le procédé M3S® appartient. Pour cette raison, l'étude de la sollicitation sismique a été écartée.

Concernant les sollicitations de type explosion, les travaux de recherche nécessitent des besoins financiers ou matériels importants, essentiellement présents dans des domaines militaires ou privés. En plus d'expériences menées à échelle 1 comparant la résistance d'ouvrages en sol renforcé par rapport à des ouvrages BA, un important programme de recherche conduit par l'USAF a permis la réalisation d'un très grand nombre d'expérimentations à échelle réelle. Sur la base de ces résultats, des expériences sur modèles réduits en centrifugeuse ont pu être réalisés et permettre ainsi la validation de nombreux modèles numériques aux éléments finis. Pour des raisons de moyens logistiques et financiers nécessaires à la réalisation complexe d'une expérimentation sur un ouvrage M3S®, l'étude de la sollicitation explosive a été écartée.

Enfin, les sollicitations de type choc trouvent plus d'applications dans le domaine civil, notamment pour les problèmes de structures de protection contre les éboulements rocheux ou les impacts de véhicules. Parmi les travaux de recherche actuels visant à répondre à un contexte normatif très limité, ceux consacrés aux ouvrages de type merlons présentent le plus de similitudes avec notre cas d'étude de massif en sol renforcé par géocellulaires M3S®. Cette sollicitation dynamique de choc a ainsi fait l'objet d'une étude poussée, notamment sur d'éventuelles modélisations analytiques et numériques, où la méthode des éléments distincts se prête très bien à l'étude de la réponse d'un matériau granulaire impacté. Des essais grandeur nature ou à échelle réduite ont été effectués et ont pu ainsi évaluer la pertinence des modélisations et permettant l'obtention de résultats intéressants.

La conséquence de cette étude bibliographique est que seules les sollicitations d'impacts sur des ouvrages renforcés par géocellulaires M3S® sont étudiées. L'objectif principal des parties suivantes est donc d'améliorer la connaissance et la compréhension des mécanismes de déformations et de ruine

de ces ouvrages impactés. Sur la base des informations apportées par l'état de l'art, une approche numérique sera donc tout d'abord menée et consistera à développer plusieurs modèles numériques s'appuyant sur la méthode des éléments discrets. Cette approche fait l'objet de la partie suivante.

Deuxième partie – Approche numérique préliminaire

Chapitre 3. Modélisation numérique

3.1. Introduction

Ce chapitre présente les bases de la modélisation numérique qui ont été retenues dans le présent travail. La méthode aux éléments discrets y est ainsi présentée ainsi que son application à un problème d'impact sur un ouvrage constitué de nappes alvéolaires. Les méthodes de modélisation du sol et géotextile sont aussi définies.

3.2. Choix de la méthode

3.2.1.1. Méthodes des milieux continus et méthodes discrètes

En premier lieu, la méthode des éléments finis (MEF) s'adapte tout particulièrement aux milieux continus. Cependant, elle présente des limites importantes dans notre cas de figure. Un impact est en effet considéré comme une sollicitation extrême au vu des efforts transmis en un temps de l'ordre de quelques dizaines de millisecondes. Le maillage continu d'un modèle MEF peut alors ne pas être adapté à de si grandes déformations et rend de plus le traitement de la fissuration et de la fragmentation difficile. Certains auteurs, [DRA et al. 00], [MOU et al. 09], ont alors suggéré des procédures de remaillage au cours de la sollicitation mais ces méthodes sont trop souvent délicates et sophistiquées. Par ailleurs, Saussine [SAU 04] s'est interrogé sur la validité d'un modèle macroscopique équivalent d'un milieu constitués de particules de taille supérieure ou égale à celle de l'élément fini du maillage (par exemple le ballast des voies de chemins de fer).

Les méthodes des éléments discrets (dynamique des contacts [JEA 99], dynamique moléculaire [CUN et al. 79]) se révèlent être des solutions d'étude numérique très intéressantes pour les milieux granulaires. Elles permettent de modéliser ces milieux comme un ensemble de particules distinctes dont l'interaction mécanique dépend de la simple implémentation de lois de contact entre les grains constitutifs du milieu. Une des limites de ces méthodes est qu'elles sont peu pertinentes pour modéliser des problèmes présentant des géométries de grande taille. Cependant, il est possible d'approcher le comportement global d'un ouvrage en n'étudiant qu'une partie de celui-ci, comme par exemple, une seule cellule d'une nappe alvéolaire ou une nappe dans son ensemble. Par la suite, la méthode d'homogénéisation peut s'appliquer à l'étude dynamique d'une sollicitation de type choc [BER 06]. Dans notre cas, nous avons choisi d'utiliser la dynamique moléculaire que nous noterons ensuite MED par abus de langage. Le logiciel utilisé est PFC2D d'Itasca [ITA 99].

3.2.1.2. Choix d'un espace 2D

Lorsque la réflexion d'une approche numérique a été abordée, la perspective de simulations spatiales via PFC3D a été soulignée. Cependant, l'ajout d'une 3^{ème} dimension spatiale conduisait à une multiplication du nombre de particules constitutives d'un modèle, passant d'environ 30 000 particules en 2D à plusieurs centaines de milliers en 3D. Par conséquent, un temps d'exécution et de résolution beaucoup plus long était à prévoir. Par ailleurs, le recours récurrent à des modélisations 2D dans le domaine de l'ingénierie est issu de la théorie selon laquelle de nombreux mécanismes géotechniques peuvent être ramenés à des problèmes plans (notamment dans le cadre d'études de stabilité de talus).

Cette contrainte temporelle importante ainsi qu'une certaine pertinence de la modélisation plan de notre problème d'impact sur des systèmes composites {sol-géotextile} ont été les principaux arguments nous ayant fait préférer le choix de modélisations via PFC2D.

3.3. Présentation de la dynamique moléculaire

3.3.1. Hypothèses

La dynamique moléculaire repose sur un certain nombre d'hypothèses :

- le milieu est modélisé comme un ensemble de particules indépendantes ;
- chaque particule est considérée comme un corps rigide ;
- la zone de contact entre 2 particules est considérée suffisamment petite pour être théoriquement assimilée à un point ;
- les forces agissant aux points de contact entre particules sont régies par **des lois de contact** ;
- 2 particules peuvent s'interpénétrer au niveau des « points » de contact.

3.3.2. Principe de calcul

La dynamique moléculaire se caractérise par sa discrétisation en éléments distincts ainsi qu'une discrétisation temporelle par pas de temps Δt , lequel est une fraction du temps nécessaire à un contact entre deux particules pour se créer et se détruire. On distinguera deux types d'éléments, ceux que l'on appellera dans la suite du rapport « particules » ou « grains » et ceux que l'on appellera « parois ». Un milieu granulaire est alors représenté à l'échelle du grain par un nombre plus ou moins grand de ces éléments. Chacun d'entre eux est caractérisé par des paramètres de forme et des paramètres micromécaniques qui conditionneront le comportement mécanique entre éléments, et donc la réponse mécanique d'un milieu soumis à une sollicitation donnée, ainsi que l'évolution de cette réponse au cours du temps. Chaque cycle de calcul (cf. figure 50) d'une durée Δt est caractérisé par l'application du principe fondamental de la dynamique. Un cycle de calcul se déroule comme suit :

- les positions des différents éléments (particules et parois) les uns par rapport aux autres déterminent l'existence de contacts entre ces éléments ;
- à partir des **lois de contact** sont évalués les efforts siégeant aux différents points de contact ;
- à partir des lois fondamentales de la dynamique et des efforts appliqués à chaque particule, les **lois du mouvement** déterminent les déplacements de chacune d'entre elles durant le prochain pas de temps Δt ;
- une durée correspondant à Δt s'écoule et le cycle recommence.

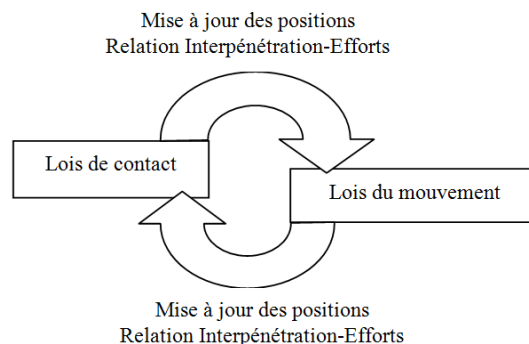


Figure 50. Cycle de calcul en dynamique moléculaire.

3.3.2.1. Evaluation du pas de temps d'un cycle

En MED, la stabilité des résultats est conditionnée par le pas de temps de discrétisation temporelle Δt . Une condition sur la détermination de Δt est que les perturbations dues au mouvement d'une particule doivent rester locales, c'est-à-dire qu'elles sont limitées au voisinage immédiat des particules

adjacentes. La valeur du pas de temps Δt est le produit d'un pas de temps dit critique Δt_{cr} et d'un coefficient de minoration $\alpha_{\Delta t}$ déterminé par l'utilisateur. L'expression de Δt_{cr} est calculée à partir des degrés de liberté de translation et de rotation de chaque particule j , faisant intervenir la masse m_j , le moment d'inertie I_j , les raideurs de translation et de rotation $k_{tran,j}$ et $k_{rot,j}$. On a alors :

$$\Delta t = \alpha_{\Delta t} \cdot \Delta t_{cr} = \alpha_{\Delta t} \cdot \min \left[\sqrt{\frac{m_j}{k_{tran,j}}}; \sqrt{\frac{I_j}{k_{rot,j}}} \right] \quad (E 29)$$

Bourrier [BOU 08] souligne dans ses travaux que le pas de temps doit être déterminé avec précaution, rappelant qu'il est nécessaire d'établir une étude paramétrique afin d'ajuster ce paramètre correctement. Par ailleurs, les travaux de Wolf auxquels il fait référence [WOL 96] mettent en avant que le pas de temps critique est aussi fonction du modèle de contact utilisé. Pour exemple d'un contact élastique non linéaire, le pas de temps critique est proportionnel au rapport $\left(\frac{m_j}{k_{tran,j}}\right)^{a/2}$ dans le cas où l'effort normal est relié à la raideur normale de contact $F_n = K_n \cdot u_n^a$.

3.3.3. Loïs du mouvement

A chaque pas de temps Δt , la position des particules est réactualisée en appliquant les équations du principe fondamental de la dynamique.

Posons alors :

- un ensemble de particules j en contact avec une particule i , à l'instant t ;
- $\vec{F}_{ji}(t)$ est le vecteur force de contact entre une particule j et la particule i ;
- $\vec{M}_{G,ji}(t)$ est le moment au centre de gravité G de la particule i , dû au contact de j sur i ;
- I_i est le moment d'inertie de la particule i ;
- m_i est la masse de la particule i ;
- $\vec{x}_{G,i}(t)$, $\vec{\dot{x}}_{G,i}(t)$, $\vec{\ddot{x}}_{G,i}(t)$ sont respectivement la position, la vitesse et l'accélération de translation du centre de gravité G de la particule i ;
- $\vec{\Omega}_{G,i}(t)$, $\vec{\dot{\Omega}}_{G,i}(t)$, $\vec{\ddot{\Omega}}_{G,i}(t)$ sont respectivement la position, la vitesse et l'accélération angulaires du centre de gravité G de la particule i .

Les expressions générales du mouvement en translation et en rotation sont donc :

$$\sum_j \vec{F}_{ji}(t) + m_i \cdot \vec{g} = m_i \cdot \vec{\ddot{x}}_{G,i}(t) \quad (E 30)$$

$$\sum_j \vec{M}_{ji}(t) = I_i \cdot \vec{\ddot{\Omega}}_{G,i}(t) \quad (E 31)$$

Ensuite, le schéma de discrétisation utilisé est un schéma de type différences finies centrées.

3.3.4. Loïs de contact

Le comportement mécanique d'un ensemble de particules est, d'une part régi par les paramètres de forme, la densité et la méthode de mise en place de celles-ci, et d'autre part par leurs lois d'interaction micromécanique appelées **loïs de contact**. Ces lois découlent des **modèles de contact** présents entre les particules et sont définis par un ensemble de paramètres propres à chacune d'entre elles, qu'ils soient mécaniques (*rigidités, viscosité...*) ou physiques (*forme sphérique, cylindrique...*). Ces

paramètres agissant à l'échelle du contact, on parle aussi de **paramètres microscopiques** (ou micromécaniques).

Dans la suite, on considèrera deux types de contact entre deux particules. Tout d'abord, il y a le contact géométrique qui intervient lorsque l'interpénétration entre deux particules est non nulle. Ensuite, il y a le contact mécanique à partir du moment où il existe une interaction mécanique entre les deux. C'est ainsi que deux particules seront en contact lorsqu'elles se toucheront, de même que deux particules présentant une résistance à la traction lorsqu'on les éloigne l'une de l'autre seront aussi considérées en contact même si elles ne se touchent pas. On considère alors qu'un contact est rompu lorsque cette interaction est rompue.

Paramètres physiques. En 2D et dans notre cas, les particules sont des cylindres de rayon R défini par l'utilisateur et de longueur L . De plus, l'espace ramené à un plan fait apparaître chaque particule comme un disque. Chaque modèle numérique peut ainsi être vu comme un ensemble de rouleaux de même longueur dont les bases opposées définissent deux plans parallèles. Cette configuration correspond par exemple à la modélisation d'une expérience sur des modèles réduits utilisant les rouleaux de Schnebeeli comme l'a fait Racana dans ses travaux [RAC 02].

Dans le cas de certains modèles, il peut être nécessaire d'utiliser des particules de morphologie plus complexe. Par agglomération de particules, on peut ainsi définir des méta-particules de forme géométrique plus réaliste aussi appelé clusters ou clumps [BOU 08], [BER 06], [DEL 04]. De telles morphologies présentent entre autre l'intérêt de modéliser des particules anguleuses et d'accroître ainsi l'angle de frottement macroscopique du matériau ainsi modélisé, ou encore, de pouvoir introduire un comportement plastique au travers du phénomène de fissuration ou de fragmentation des particules constituant l'agglomérat.

Paramètres mécaniques. Outre ses paramètres de forme, chaque particule est caractérisée par un ensemble de paramètres mécaniques qui vont influencer sur son comportement lorsqu'elle est en contact avec d'autres éléments du modèle. Pour une particule j , les paramètres les plus courants sont sa masse volumique ρ_j , sa rigidité inter-particulaire k_j , son frottement inter-particulaire μ_j , son amortisseur visqueux de contact c_j et sa cohésion inter-particulaire b_{ij} .

Modèles de contacts. Le choix d'un modèle de contact implique la prise en compte d'un plus ou moins grand nombre de ces paramètres microscopiques selon le type de matériau que l'on souhaite modéliser. Plus le nombre de ces paramètres est important, plus l'interaction entre les particules se complexifie. Lorsqu'un contact s'établit entre deux particules, la combinaison des paramètres de chaque particule permet de définir les caractéristiques mécaniques du **modèle de contact**. On parlera alors de **paramètres de contact** (raideur de contact, frottement de contact...). Ces modèles de contact se définissent selon une **direction normale** et une **direction tangentielle** au plan de contact. La plupart des paramètres mécaniques précédemment présentés sont ainsi définis selon ces deux directions.

Par exemple, considérons deux particules 1 et 2 en contact de type élastique-frottant. La raideur normale de contact K_n est une fonction des raideurs normales de chaque particule $k_{n,1}$ et $k_{n,2}$. Il en est de même pour le frottement interparticulaire (ou frottement de contact) qui est la combinaison des frottements interparticulaires de chaque particule μ_1 et μ_2 .

Comme on peut le voir sur la figure 51, un modèle de contact peut se schématiser sous la forme d'une combinaison de masses-ressort-amortisseur-patins etc...

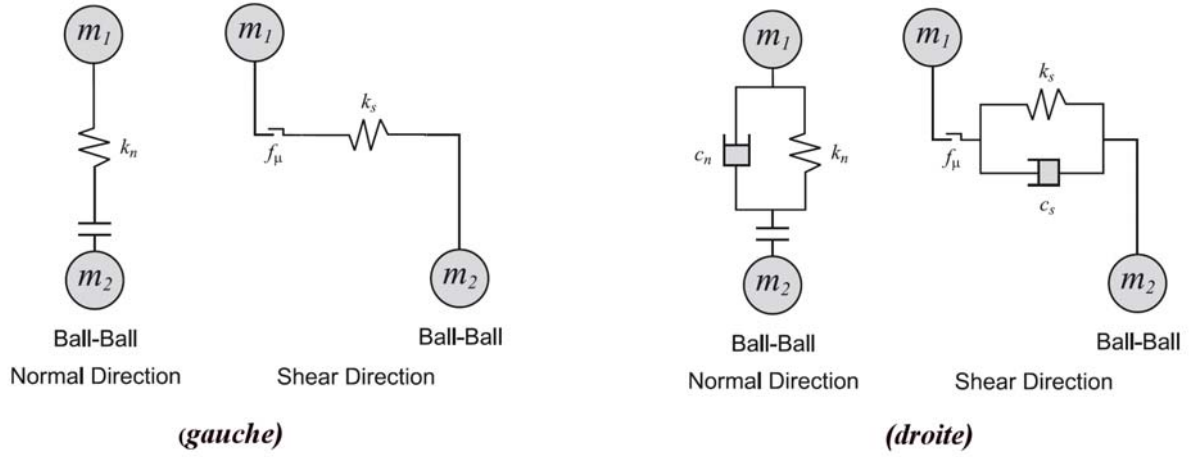


Figure 51. (gauche) Modèle de contact élastique-frottant (Ressorts + patin)
(droite) Modèle de contact visqueux (Ressorts + patin + amortisseur) [ITA 99].

Détermination des efforts de contact. Les efforts au point de contact sont reliés aux positions et aux déplacements relatifs des particules par les lois de contact. On présente ici les lois associées au modèle élastique-frottant-cohésif que nous utiliserons par la suite :

- A un instant donné $t + \Delta t$, si l'on considère la direction normale à la zone de contact, notons $F_n(t + \Delta t)$ l'effort de contact dans cette direction et $d_n(t + \Delta t)$ la distance d'interpénétration. Pour une raideur de contact K_n , on a :

$$F_n(t + \Delta t) = K_n \cdot d_n(t + \Delta t) \quad (E 32)$$

- L'effort tangentiel de contact $F_s(t + \Delta t)$ est déterminé quant à lui de manière incrémentale. Au début du contact, cet effort est initialisé à la valeur zéro. A l'instant t , on pose $v_s(t)$ la vitesse relative tangentielle de contact. A la fin du pas de temps Δt , l'incrément de déplacement tangentiel $\Delta u_s(t + \Delta t)$ est :

$$\Delta u_s(t + \Delta t) = v_s(t) \cdot \Delta t \quad (E 33)$$

- On en déduit :

$$\Delta F_s(t + \Delta t) = -K_s \cdot \Delta u_s(t + \Delta t) \quad (E 34)$$

Puis :

$$F_s(t + \Delta t) = F_s(t) + \Delta F_s(t + \Delta t) \quad (E 35)$$

- La valeur de l'effort tangentiel $|F_s(t + \Delta t)|$ est plafonnée par l'effort tangentiel maximal $F_{s,max}(t + \Delta t)$ relié à l'effort normal $F_n(t + \Delta t)$ par le frottement de contact μ . On a ainsi :

$$|F_s(t + \Delta t)| \leq \mu \cdot F_n(t + \Delta t) \quad (E 36)$$

$$F_{s,max}(t + \Delta t) = \mu \cdot F_n(t + \Delta t) \quad (E 37)$$

3.3.5. Dissipation d'énergie – Etat d'équilibre

Lorsqu'un milieu discret est soumis à une sollicitation, des efforts se développent entre les particules et on peut observer la propagation d'ondes mécaniques. La convergence d'un modèle numérique vers un état d'équilibre dépend alors de sa faculté à dissiper l'énergie qui en résulte au

cours du temps. En l'absence de toute forme de dissipation, on observerait une oscillation permanente du système.

Il est important de souligner que la MED est plus fréquemment utilisée pour des problèmes sous sollicitations statiques, ou quasi-statiques comme en témoignent les quelques paramètres mis à disposition de l'utilisateur pour permettre une convergence plus rapide de la solution vers un état d'équilibre final. La convergence vers un état d'équilibre peut être atteinte selon deux méthodes :

- soit par une dissipation artificielle au travers d'un amortissement ;
- soit par l'intégration de paramètres mécaniques au sein des modèles de contact permettant une dissipation plus « réaliste ».

Dans la réalité, la convergence vers un état d'équilibre d'un milieu granulaire soumis à une sollicitation est assurée par dissipation des différentes énergies identifiables au sein de celui-ci : frottements, plasticité, viscosité, échauffement thermique... [FAL 97], mais beaucoup d'entre elles relèvent de comportements physiques non pris en compte dans le cadre de la dynamique moléculaire telle qu'elle a été utilisée. Ainsi, seules les formes de dissipations pouvant intervenir dans nos modèles sont présentées ici.

3.3.5.1. Dissipation par forces d'amortissement d'environnement (ou amortissement numérique)

Une forme répandue de dissipation d'énergie est l'utilisation de forces d'amortissement d'environnement agissant au niveau de chaque **particule** qu'elle soit ou non en contact avec d'autres éléments. Le milieu modélisé se comporte alors comme baignant dans un fluide introduisant cette dissipation « visqueuse fictive ». Ces forces d'amortissement sont fonction de la résistance des forces appliquées à chaque particule et de signe opposé à celle-ci. Il est à noter que chacune de ces forces étant caractéristique d'une particule, chacune de leurs fréquences propres de vibration est amortie différemment. La procédure de calcul est la suivante :

Lors du cycle de calcul, un effort que nous noterons $\vec{F}_\alpha(t)$ est ajouté à la résultante des forces agissant sur chaque particule. Cet effort est fonction d'un paramètre d'amortissement α contrôlable par l'utilisateur. L'expression E30 devient alors :

$$\sum_j \vec{F}_{jl}(t) + \vec{F}_\alpha(t) + m_i \cdot \vec{g} = m_i \cdot \vec{\ddot{x}}_{G,i}(t) \quad (E 38)$$

Avec :

$$F_\alpha(t) = -\alpha \cdot \left(\left| \sum_j \vec{F}_{jl}(t) \right| + m_i \cdot |\vec{g}| \right) \cdot \frac{\vec{\dot{x}}_{G,i}(t)}{|\vec{\dot{x}}_{G,i}(t)|} \quad (E 39)$$

α est sans dimension et prend une valeur comprise entre 0 et 1. Il vient réduire la résultante des efforts agissant sur chaque particule.

Il est important de souligner que sous sollicitation dynamique, la résultante des efforts appliquée à une particule peut se révéler très grande (et surtout non nulle) devant celle appliquée sous sollicitation quasi-statique (proche d'une valeur nulle). De ce fait, l'influence du paramètre d'amortissement α est beaucoup plus importante sous sollicitation dynamique.

Dans le cas d'un milieu soumis à des sollicitations quasi-statiques, ce paramètre peut être fixé à $\alpha = 0,7$, valeur recommandée par Cundall [ITA 99]. Mais sous sollicitations dynamiques, la valeur d'amortissement recommandé doit être plus faible (inférieure à 0,3 selon [ITA 99]) afin d'éviter une trop grande dissipation des ondes mécaniques se propageant dans le milieu. D'autres travaux recommandent une valeur inférieure à 0,1 lorsque l'on souhaite amortir le milieu après le passage d'une onde élastique. Dans le cadre de ses modélisations discrètes d'enrochements sous sollicitation dynamique, Deluzarche [DEL 04] a fixé ce paramètre à 0,15. Pour des problèmes d'impacts sur des

matériaux granulaires, Bourrier [BOU 08] a fait le choix de fixer ce paramètre à 0, préférant recourir à une dissipation par plasticité.

3.3.5.2. Dissipation par frottements

Cette dissipation résulte du frottement entre les particules constitutives du milieu granulaire. Au sein de l'environnement PFC, cette dissipation est évaluée comme suit :

- supposons deux particules en contact ;
- le phénomène se déroule entre l'instant t et l'instant $t + \Delta t$;
- on prend comme hypothèse que le déplacement tangentiel durant Δt , noté $u_s(t)$, peut être divisé en une composante élastique représentant l'interpénétration tangentielle $u_{s,e}(t)$ des deux particules et une composante plastique représentant le glissement d'une particule par rapport à l'autre $u_{s,p}(t)$ [BOU 08]. Ainsi :

$$u_s(\Delta t) = u_{s,e}(\Delta t) + u_{s,p}(\Delta t) \quad (E 40)$$

Avec :

$$u_{s,e}(t) = -\frac{F_{s,max}(t)}{K_s} \quad (E 41)$$

où $F_{s,max}(t)$ et K_s sont respectivement l'effort maximal et la raideur tangentiels de contact.

- L'incrément d'énergie dissipée par frottement ΔE_{fro} au niveau du contact des deux particules est alors exprimé comme suit :

$$\Delta E_{fro}(t) = -F_{s,max}(t) \cdot u_{s,p}(t) \quad (E 42)$$

La figure 52 suivante présente la loi {force tangentielle – déplacement tangentiel} associée à un déplacement tangentiel élastique-plastique.

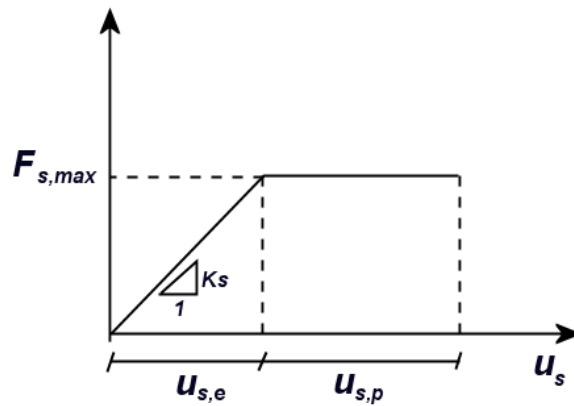


Figure 52. Effort tangential de contact en fonction du déplacement tangentiel de contact en cas de glissement d'une particule sur une autre.

3.3.5.3. Dissipation par amortissement visqueux des forces de contact.

Cette forme de dissipation correspond au modèle de contact visqueux de Kelvin-Voigt présenté sur la figure 53. On introduit ainsi des amortisseurs c_n et c_s au niveau du contact, dans les directions normale et tangentielle, qui agissent en parallèle des raideurs interparticulaires k_n et k_s . On renverra le lecteur à la référence suivante [ITA 99] pour la définition des équations régissant ce modèle de contact.

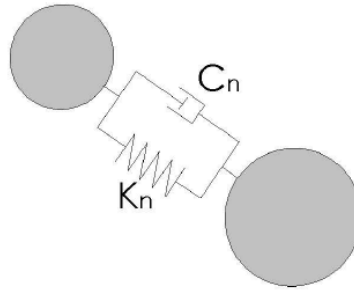


Figure 53. Modèle rhéologique de Kelvin-Voigt [BER 06].

3.3.5.4. Dissipation par plasticité.

Un comportement plastique à l'échelle du grain peut être modélisé en remplaçant une particule par un agglomérat sécable de particules. Sous sollicitation, la fracturation de cet agglomérat dissipera une partie de l'énergie contenue dans le milieu granulaire. Bien entendu, ce phénomène ne fonctionne que si le niveau d'énergie de sollicitation appliqué à un agglomérat est supérieur à son niveau d'énergie de cohésion structurelle. Cela signifie que cette dissipation peut ne pas suffire à assurer une convergence complète du milieu vers un état d'équilibre.

Bertrand [BER 06] et Bourrier [BOU 08] ont développé des modèles de contact élastoplastiques avec ou sans écrouissage introduisant le phénomène de plastification entraînant la dissipation d'énergie associée. Ces deux modèles ont été développés dans le but de simuler la fracturation des particules au niveau de leurs points de contact sans passer par l'utilisation d'agglomérats.

3.4. Choix des modèles granulaires

Afin de pouvoir réaliser des simulations numériques d'impacts ou de sollicitations dynamiques rapides sur un système composite {Sol-Géotextile}, il est indispensable de définir une représentation discrète réaliste de chaque composant du système. A ces représentations sont associés des éléments de réflexion concernant les stratégies de modélisation et qui seront abordés dans la présente partie.

3.4.1. Stratégies de modélisation

Le niveau de précision d'une simulation numérique doit avant tout être adapté au niveau d'exigence requis dans les résultats attendus. A l'échelle macroscopique, l'obtention de résultats pertinents tant sur le plan qualitatif que quantitatif dépend du réalisme (et donc la complexité) des modèles de contact ainsi que des paramètres micromécaniques définis à l'échelle microscopique. Dans le cadre de notre démarche, l'objectif était de développer des modèles numériques préliminaires permettant non pas de prévoir (quantitativement parlant) mais seulement d'appréhender les mécanismes de déformation et de ruine d'un milieu composite {sol-géotextile} soumis à un impact. Plusieurs hypothèses simplificatrices ont été faites pour trouver un équilibre entre la pertinence des résultats obtenus et leur faisabilité dans le temps.

3.4.1.1. Ordres de grandeurs retenus concernant les paramètres micromécaniques

Les premiers modèles numériques présentés aux chapitres 4 et 5 ont pour objectif d'étudier l'influence des différents paramètres micromécaniques sur la réponse globale du système. De ce fait, les valeurs des paramètres ont été soumises à d'importantes variations **d'ordre de grandeur** conduisant ainsi à la génération de matériaux modèles. Une analyse inverse a ensuite été effectuée sur les différents matériaux au travers d'essais biaxiaux ou de cisaillement direct pour en déterminer les

paramètres macroscopiques (module d'Young E , cohésion c , angle de frottement macroscopique φ ...).

3.4.1.2. Problèmes statiques et dynamiques

Il existe une différence entre les valeurs des caractéristiques mécaniques d'un matériau selon que les sollicitations appliquées soient statiques ou dynamiques (par exemple, la valeur dynamique d'un module de rigidité pour un matériau granulaire est généralement plus élevée que la valeur statique). Un tel comportement macroscopique dépend des modèles de contacts définis à l'échelle microscopique, et donc des paramètres micromécaniques retenus. Parmi les différents travaux étudiés traitant des problèmes d'impacts sur matériaux granulaires [BOU 08] ou [BER 06], les valeurs fixées à ces paramètres sont malgré tout des ordres de grandeur issus de problèmes statiques ou quasi-statiques. La composante dynamique du comportement mécanique est alors prise en compte au travers de l'intégration de lois d'amortissement numérique ou de la prise en compte de diverses dissipations (visqueuse, plastique, ...). Cette démarche s'explique par la difficulté de pouvoir définir précisément des modèles de contact microscopiques valables pour tout type de sollicitations dynamiques, qu'elles soient cycliques ou rapides. Il est aussi possible d'avoir recours à des lois de contact plus complexes que des systèmes masse-ressort-patin (pouvant prendre en compte des amortisseurs visqueux de contact par exemple). Une telle stratégie implique cependant un calage systématique des paramètres de chaque matériau modélisé sur des expériences dynamiques réelles.

C'est sur la base de ces réflexions que des valeurs issues de problèmes statiques ou quasi-statiques ont été attribuées aux paramètres micromécaniques des différents matériaux modélisés.

3.4.2. Modélisation discrète du sol

3.4.2.1. Forme des particules :

Les particules constitutives d'un milieu granulaire sont en partie caractérisées par une forme complexe présentant, par exemple, une certaine angularité. Suivant les différents logiciels, il est possible de modéliser une particule de forme complexe au moyen d'un assemblage de particules sphériques ou cylindriques [BOU 08], [BER 06], [DEL 04], ou encore d'utiliser directement des formes polygonales [SAU 04]. La forme la plus fréquemment rencontrée est celle d'une unique particule cylindrique ou sphérique, les modèles associés conduisant à des simulations très satisfaisants sur le plan qualitatif. En conséquence, et par le fait que l'on se focalise sur des aspects phénoménologiques du problème étudié, il a été fait le choix de retenir cette modélisation.

3.4.2.2. Remarque sur l'angle de frottement macroscopique

La valeur de l'angle de frottement macroscopique φ d'un matériau dépend de différents paramètres mécaniques et physiques des particules modélisées. Dans ses travaux, Chareyre [CHA 03] a identifié parmi de nombreux paramètres, ceux qui s'avèrent être les plus influents : granulométrie du matériau, forme des particules, état de densité du milieu et frottement interparticulaire μ . D'autres auteurs [IWA et al. 98], [JIA et al. 05] ont souligné d'une part que bien au-delà d'une valeur de μ égale 1,0, l'angle de frottement φ n'augmente plus. D'autre part, la modélisation d'une particule de forme complexe par un cylindre ou une sphère conduit à une déformation du milieu granulaire selon des mécanismes de roulement grain-sur-grain plutôt que par des glissements de contact. Malgré des états de densité élevée, ces phénomènes rendent délicate l'obtention de valeurs élevées (supérieures en moyenne à 30°) de l'angle de frottement φ .

3.4.2.3. Remarque sur la mobilité des particules

La forme des particules influent également sur un autre paramètre qu'est leur mobilité. En effet, l'élancement de ces particules comme leur angularité conditionnent fortement leurs mouvements de rotation, et en moindre mesure les mouvements de translation, les uns par rapport aux autres. Ce

« blocage » a un impact direct sur la manière dont un milieu granulaire va dissiper une énergie d'impact qui lui est transmise, que ce soit par frottement des particules les unes contre les autres, ou par réarrangement du milieu granulaire avec évolution de la densité.

3.4.2.4. Granulométrie :

La granulométrie de l'échantillon de sol repose sur la taille de chacune de ses particules constitutives. Là encore, la contrainte de temps d'exécution a conditionné l'écart maximal entre les particules les plus petites et les particules les plus grandes. Ainsi, la granulométrie étendue d'un sable par exemple, présentant un rapport de 10 entre le diamètre de la plus petite particule et celui de la plus grosse, présente un nombre très important de grains. En dynamique moléculaire, le temps d'exécution et de résolution d'une simulation utilisant un sol modélisé de manière réaliste (sur le plan de sa granulométrie) est donc très important.

D'autre part, cet écart a d'importantes conséquences sur la réponse d'un milieu granulaire simulé soumis à un impact, essentiellement en raison des facultés de mobilité des particules les unes par rapport aux autres. Plus cet écart est faible, plus le système tend à adopter une disposition de type hexagonale compact, auquel cas, l'assemblage des particules ne peut que se déformer et ne « plastifie » donc pas par réarrangement de celles-ci. En conséquence, la densité du milieu ne varie que très peu au cours de l'impact, et ce, quelque soit sa méthode de mise en œuvre. La dissipation d'énergie par frottement en est donc fortement réduite et on observe alors, en l'absence de dissipation d'énergie par d'autres formes d'amortissement, un comportement beaucoup trop élastique de l'échantillon impacté.

3.4.2.5. Méthode de génération de l'échantillon :

Plusieurs méthodes de générations d'un ensemble de particules sont possibles. Parmi les plus répandues, il existe la génération par pluviation des particules et celle de la génération par expansion des rayons des particules.

Génération par pluviation. Cette méthode consiste à se servir de la gravité pour reproduire la mise en place naturelle d'un matériau granulaire. Ainsi, chaque particule est lâchée depuis une hauteur donnée conduisant ainsi à un empilement. Cette méthode présente le principal avantage de reproduire la réalité et permet d'obtenir des états de densité du milieu plus variés.

Cependant, cette méthode requiert que le plan de coupe considéré soit parallèle au champ de pesanteur. Dans les simulations numériques vues dans le plan d'une nappe alvéolaire (chapitre 4), le champ de pesanteur n'est pas pris en compte. La méthode par pluviation n'est donc pas envisageable dans ce cas. Elle a en revanche été retenue pour les simulations numériques vues de profil (chapitre 5).

Génération par expansion de rayon. Cette méthode consiste à générer, au sein d'un milieu, toutes les particules en même temps mais de taille réduite, puis, à augmenter le rayon de chacune jusqu'à la taille souhaitée. En grossissant, les particules finissent par entrer en contact les unes avec les autres et se réarrangent jusqu'à une position d'équilibre.

Dans le cas de nos simulations vues en plan, c'est cette méthode qui a été retenue.

Remarque sur le contrôle de la densité. Avant la génération d'un échantillon au sein d'un espace défini, un état de densité final est déterminé. Lorsque les particules sont générées, elles présentent chacune un rayon très faible, et donc, une surface très faible. Connaissant la surface totale définie par l'espace contenant les particules et l'état de densité souhaité par l'utilisateur, il est alors possible de déterminer la somme des surfaces de chaque particule à l'état final, et donc, la surface finale de chaque particule. Ce processus permet ainsi de contrôler jusqu'à quel point la valeur de chaque rayon doit être augmentée.

3.4.2.6. Modèle de contact :

Chaque particule de sol est pourvue de paramètres mécaniques (raideurs, frottement interparticulaire etc...). Si l'on considère le comportement mécanique de l'ensemble de ces particules, il doit s'approcher au mieux de celui du matériau réel simulé. Les paramètres mécaniques de chaque

particule doivent être déterminés par des expérimentations de calage afin de réaliser des simulations numériques réalistes. Lors de la phase numérique préliminaire, nous avons souvent arbitrairement fixé des valeurs pour les paramètres micromécaniques. Notre souhait principal étant de se situer dans des ordres de grandeur réalistes, les valeurs retenues ont ainsi été celles fréquemment rencontrées dans différents travaux exploitant les éléments discrets.

Modèle de contact retenu. Le modèle de contact qui a été retenu est un modèle élastique linéaire dans la direction normale à la zone de contact et élastoplastique parfait dans la direction tangentielle.

Le comportement élastique normal est caractérisé par le seul paramètre microscopique de raideur interparticulaire k_n . Bien que les simulations aient conduit à faire varier l'ordre de grandeur des raideurs interparticulaires, la valeur de base retenue pour la raideur normale était $k_n = 10^8 \text{ kN/m}$ (valeur moyenne utilisée dans la littérature pour des matériaux ayant un module d'Young de plusieurs dizaines de MPa).

Le comportement élastoplastique parfait tangentiel est caractérisé par deux paramètres microscopiques, la raideur interparticulaire k_s et le frottement interparticulaire μ . Là encore, les données issues de la littérature [ITA 99], [CHA 03], [BOU 08] indiquent des valeurs du rapport entre les raideurs normales et tangentielles comprises en moyenne autour de 0,5. Quant au frottement μ , des valeurs de 0,7 ou de 1,0 ont pu être observées dans la littérature pour modéliser des matériaux frottants. C'est cet ordre de grandeur que nous avons aussi retenu et caractérisé ensuite par analyse inverse à l'aide de simulations numériques d'essais biaxiaux sur les matériaux testés.

Problèmes statiques et dynamiques. Les différents paramètres microscopiques utilisés sont issus de résultats de simulations dans le domaine statique. Or, il existe une différence entre les valeurs des paramètres dynamiques et statiques (comme le module d'Young d'un matériau granulaire dont la valeur dynamique est généralement plus élevée que la valeur statique). Malgré cela, et en l'absence d'autres données collectées à ce jour, il a été fait le choix d'utiliser des ordres de grandeurs issus de problèmes statiques en supposant que l'écart négligé ne fausserait pas nos observations de manière importante. Par ailleurs, si l'on se base sur des travaux d'impacts sur des milieux granulaires présents dans la littérature [BOU 08], [BER 06], aucun d'entre eux ne tient compte de cette composante dynamique.

3.4.3. Modélisation discrète du géotextile

3.4.3.1. Génération des particules :

Les particules constitutives du géotextile sont de forme circulaire et sont disposées en chaîne. Certaines remarques peuvent être faites concernant la taille des particules. Cette taille a tout d'abord une incidence directe sur l'épaisseur du géotextile à simuler, puis, influe tout particulièrement sur le comportement à l'interface {Sol – Géotextile}.

Perte de contact physique. Lorsque la chaîne de particules est soumise à un effort de traction, les particules constitutives s'éloignent les unes des autres et le contact géométrique est perdu bien qu'une force d'attraction perdure. Un espace vide entre les particules se crée alors. Si cet espace est trop grand, les particules de sol les plus petites peuvent s'y insérer, voire le traverser. La bande de géotextile alors simulée présente un grand nombre de « trous » venant perturber un comportement réaliste. Ce phénomène ne peut pas être limité avec le modèle de contact cohésif précédemment présenté et qui a été retenu dans les simulations. Cependant, il peut être diminué par la multiplication du nombre de particules constitutives de la bande, essentiellement en diminuant la taille de chacune d'elles.

La taille des particules de géotextile a ainsi été prise légèrement inférieure à la plus petite particule de sol afin de limiter ce phénomène.

Influence sur la rugosité. La taille des particules de sol par rapport à celles du géotextile est alors à prendre en compte. En effet, les particules de sol de petite taille peuvent venir s'insérer entre deux particules de géotextile, même si celles-ci sont en contact physique. La taille de ces dernières influe donc directement sur la rugosité de la bande, et donc sur le frottement simulé à l'interface. Afin de

limiter ce problème, la taille des particules de géotextile a donc été fixée à une valeur plus faible que celles des particules de sol pour limiter ce phénomène.

3.4.3.2. Modèles de contact :

Les particules sont générées les unes contre les autres afin de pouvoir appliquer des paramètres micromécaniques de cohésion b_n et b_s . Par la suite, lorsque les particules sont éloignées les unes des autres, elles restent en contact mécanique, à savoir, leurs mouvements relatifs sont liés par une force d'attraction malgré l'absence de contact géométrique. Par ailleurs, la chaîne de particules ne présente aucune résistance en flexion. Le modèle de contact retenu est le même que pour celui du sol et présente en plus des paramètres microscopiques de cohésions interparticulaires. L'ensemble de ces paramètres est alors constitué des raideurs, du frottement et des cohésions interparticulaires, dans les directions normales et tangentielles de contact, notés respectivement k_n , k_s , μ , b_n et b_s .

Les valeurs des raideurs interparticulaires ont été fixées à partir des résultats d'essais de traction sur des bandes de géotextile réalisées par Racana [RAC 02]. Une bande de géotextile M3S présentant une résistance ultime à la traction de 25 kN/m pour une déformation de 30%, les raideurs des particules de rayon r_G et de longueur de cylindre L_G ont été évaluées en fonction de la taille de celles-ci selon l'expression suivante :

$$k_n = \frac{25 \cdot 10^3}{0,3 \cdot r_G} \cdot L_G \text{ N/m} \quad (E 43)$$

k_s a été fixé égal à k_n .

Les valeurs des cohésions interparticulaires b_n et b_s ont quant à elles, été fixées à 25 kN, traduisant ainsi la rupture de la chaîne de particule lorsque celle-ci est soumise à un effort de traction de 25 kN.

Une remarque peut être faite sur la liaison intercellulaire (rappel : c'est la liaison thermoliée présente entre les cellules du système alvéolaire) qui présente des valeurs de résistance ultime à la traction différente de celle d'une bande de géotextile M3S®. Des essais en laboratoire ont permis de quantifier ces valeurs par le biais d'essais de traction sur bandes larges et d'essais de traction pour joints par la méthode des bandes larges, respectivement selon les normes NF EN ISO 10319 et NF EN ISO 10321. Les résultats de ces essais sont récapitulés sur la figure suivante.

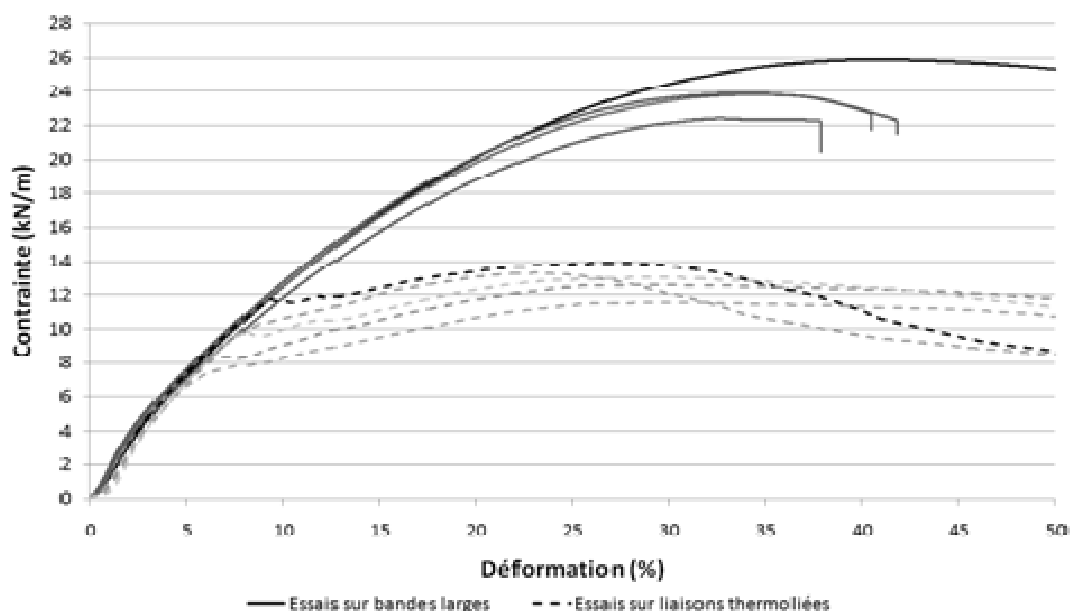


Figure 54. Essais de traction sur bandes larges (5 échantillons) et sur liaisons thermoliées (5 échantillons) pour un géotextile de 1,9 mm d'épaisseur.

Alternative au modèle de contact. Le modèle de contact retenu pour modéliser le géotextile est élastique linéaire en compression et en traction dans la direction normale et élastoplastique parfait

dans la direction tangentielle. Un tel comportement n'introduit malheureusement pas le phénomène de plasticité du géotextile dont l'influence en termes d'absorption d'énergie n'est pas négligeable. En plus des modèles de contacts prédéfinis au sein de l'environnement PFC, il est possible de développer des modèles personnalisés pouvant, entre autre, introduire une part de plasticité à la réponse mécanique sous sollicitation normale de notre chaîne de particules.

La première alternative que nous avons envisagée consistait en la génération continue de particules de géotextile au cours de la sollicitation en traction de la bande. Ainsi, lorsque l'écartement entre deux particules deviendrait trop important, une particule serait créée entre les deux. A l'inverse, si deux particules de géotextiles se rapprochent et que l'on se situe dans la phase élastique de la réponse, il faudrait supprimer les particules précédemment générées. Cette solution cependant coûteuse en termes de temps de calcul n'a pas été retenue.

Certains auteurs se sont déjà penchés sur cette question et ont développé ce type de modèle de contact lors de travaux similaires sur des extractions de bandes de géotextile ancrées dans un talus [CHA 04], ou encore, pour modéliser le comportement d'un fil d'acier d'une cage métallique confinant des gabions [BER 06]. Dans le cas des travaux de Chareyre, le modèle de contact a consisté à modéliser des « barreaux » fictifs articulés à des nœuds plus ou moins rapprochés. L'épaisseur de chaque « barreau » correspond alors à une zone qui, lorsqu'une particule de sol vient s'y insérer, oppose une réponse mécanique au moyen de paramètres de raideurs et de frottement. Une telle modélisation présente alors l'avantage de rendre la chaîne de particules « imperméable », en plus de pouvoir contrôler l'écart relatif de chaque nœud en fonction des efforts appliqués sur l'ensemble de la chaîne de « barreaux », et ainsi, pouvoir simuler un comportement élastoplastique parfait ou avec écrouissage. Par ailleurs, le comportement à l'interface peut ensuite être défini par l'utilisateur.

Cependant, de tels modèles de contact requièrent de développer un algorithme relativement lourd et dont les conséquences sur le temps de calcul ne sont pas négligeables. En effet, à chaque pas de temps, lorsque les efforts et les positions des particules sont mis à jour, l'ensemble des particules de géotextile ou l'ensemble des nœuds constitutifs des barreaux fictifs doit être parcourus par processus itératifs. De nouvelles positions ainsi que de nouveaux efforts à appliquer doivent être calculés en plus de ceux initialement calculés par le logiciel. Si le processus n'a qu'une faible incidence sur la durée d'un seul cycle de calcul, le temps de résolution de la simulation numérique s'en trouve alors augmenté pour un phénomène d'impact comptant plusieurs millions de cycles.

3.4.4. Bilan énergétique

Parmi l'ensemble des grandeurs mesurables au sein des simulations numériques, l'évolution des différentes énergies présentes dans le système permet de mieux analyser sa réponse mécanique lorsqu'il est soumis à un impact. Les différentes énergies mesurées sont fonction des paramètres et lois d'entrée de nos modèles, à savoir, des comportements de type élastique frottant. La part de plasticité du sous-système sol vient uniquement du réarrangement de ses grains constitutifs, ce qui se traduit par une énergie cinétique et une énergie dissipée par frottements. Les raideurs interparticulaires de chaque particule sont d'un ordre de grandeur tel que chacune d'entre elles peut autoriser un chevauchement. On retrouvera alors ce phénomène dans la mesure de l'énergie potentielle élastique de déformation.

Sous-systèmes ciblés. Les mesures énergétiques sont réalisées pour l'ensemble du système sol-géotextile, mais aussi au sein de chacun des sous systèmes sol, géotextile, interface et bloc impactant. Ces mesures permettent ainsi d'évaluer la contribution ou le rôle énergétique de chaque sous système lors de la sollicitation. Il est alors possible de formuler des hypothèses quant à l'influence des différents paramètres micromécaniques, et ainsi, mettre en avant l'intérêt d'un géotextile plus ou moins rigide ou d'un sol plus léger par exemple.

Energie cinétique. L'énergie cinétique constitue le principal apport d'énergie du système à l'état initial. La vitesse de l'impactant allant de l'ordre de 5 à 10m/s, l'énergie évoluant avec la masse de l'impactant et le carré de cette vitesse, les autres énergies sont négligeables devant l'énergie cinétique. De plus, elle traduit la mobilité des différentes particules constitutives du modèle. Mesurée pour le bloc impactant seul, il est possible d'évaluer la décélération de celui-ci au cours du temps. Pour les particules de sol ou de géotextile, cette mobilité est synonyme d'évolution de la densité, ou encore, de

glissements traduisant un frottement plus ou moins important, principal dissipateur d'énergie lors d'un impact.

Si l'on considère une particule indicée i de volume V_i et de densité ρ_i , se déplaçant à une vitesse de translation v_i et de rotation ω_i . Pour un moment d'inertie I_i , l'expression de l'énergie cinétique de cette particule est alors :

$$E_{c,i} = \frac{1}{2} \cdot V_i \cdot \rho_i \cdot v_i^2 + \frac{1}{2} \cdot I_i \cdot \omega_i^2 \quad (E 44)$$

Energie potentielle élastique. Cette énergie traduit la déformation ainsi que le chevauchement des particules les unes par rapport aux autres. Dans le cas des particules de sol, elle permet d'évaluer le chevauchement des particules sollicitées en compression. Pour le géotextile, elle caractérise l'effort de traction des chaînes de particules. Si l'on ne considère qu'un seul contact sur une seule particule, A partir des raideurs interparticulaires de contact, $k_{n,i}$ et $k_{s,i}$, et des forces de contact $F_{n,i}$ et $F_{s,i}$, l'énergie potentielle élastique est alors déterminée comme suit :

$$E_{d,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_{n,i}^2}{k_{n,i}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{F_{s,i}^2}{k_{s,i}} \quad (E 45)$$

Il est important de souligner que si une valeur non négligeable de l'énergie potentielle élastique (aussi appelée énergie de déformation dans la suite du rapport) est observée, il est alors pertinent de s'interroger sur la modélisation du comportement mécanique du géotextile. En effet, ce dernier repose sur des lois de contact purement élastiques tandis que dans la réalité, ce matériau peut présenter une part de plasticité importante. Envisager une modélisation de ce comportement viendrait ainsi ajouter une dissipation d'énergie supplémentaire.

Energie dissipée par frottement. En l'absence d'autre forme d'amortissement de l'énergie du système, cette énergie est la seule source de dissipation des simulations réalisées. Cette dissipation résulte de trois types de contact frottant. Tout d'abord, les particules de sol entre elles qui sont mises en mouvement lors de l'enfoncement de l'impactant au sein du milieu granulaire. Ensuite, l'interface sol-géotextile constitue une part plus faible compte tenu du nombre de contacts sol-géotextile moins élevé que les contacts sol-sol. Cette part de l'énergie est un signe de la mobilité de la bande de géotextile au sein du milieu granulaire. La dernière part de l'énergie dissipée par frottements correspond aux autres sous-systèmes dans des proportions négligeables ou inexistantes. On fait ici allusion aux contacts géotextile-géotextile, ou encore, les contacts entre le bloc impactant et les particules de géotextile.

L'expression permettant le calcul de cette énergie a déjà été exposée en E42.

Energie potentielle de pesanteur. Cette énergie résulte de la présence d'une force de gravité au sein du milieu granulaire. Pour des simulations s'effectuant en deux dimensions, selon un plan orthogonal à cet effort de pesanteur (chapitre 4), l'énergie potentielle de pesanteur est alors considérée comme nulle. Elle s'applique en revanche pour des modélisations de section verticale (cf. modèles vus de profil chapitre 5). Pour une particule i , de masse m_i , située à une hauteur h_i et soumise à un effort de pesanteur g , son expression est alors :

$$E_{p,i} = m_i \cdot g \cdot h_i \quad (E 46)$$

3.4.5. Description macroscopique des matériaux

Si les modèles numériques permettent d'analyser l'ensemble des mécanismes intervenant lors d'un impact sur un système composite {Sol-Géotextile}, les paramètres d'entrée ont été modifiés afin d'obtenir une large gamme de configuration (Sol lâche ou dense, géotextile souple ou rigide, matériaux très frottant ou non...). Au final, ces différentes configurations nous ont permis d'observer les mécanismes de rupture ou de déformations extrêmes, soit un « fuseau » de réponses structurelles possibles dans la limite des hypothèses de modélisation (choix de modélisations 2D notamment). Dans le cas d'une expérimentation avec des matériaux clairement définis, il apparaît indispensable d'ajuster les paramètres et lois d'entrée de nos modèles numériques afin que ceux-ci illustrent au mieux le

comportement dynamique réel de ces matériaux. C'est au moyen d'expérimentations de calage que ces ajustements seront effectués.

3.4.5.1. Echelle macroscopique et microscopique :

Lorsqu'on considère le comportement mécanique de l'ensemble des particules, celui-ci est caractérisé par des paramètres physiques et mécaniques aussi appelés **paramètres macroscopiques**. Ces paramètres sont relatifs à un certain volume de matériau, on parle alors de VER [CHA 03]. Ces paramètres sont ceux que l'on rencontre couramment en mécanique des sols et leur expression est fonction des différents mécanismes se produisant à l'échelle du grain et de ses contacts, on parle alors de **paramètres microscopiques**.

Les paramètres macroscopiques caractérisant un matériau granulaire sont :

Paramètres physiques :

G	granulométrie
$Forme$	forme des particules
γ	poids volumique
e	indice des vides

Paramètres mécaniques :

E	module d'Young du matériau
ϕ	angle de frottement macroscopique du matériau
ν	coefficient de Poisson du matériau
c	cohésion du matériau
ψ	angle de dilatance

Dans le cas d'un matériau type géotextile, on pourra retenir des paramètres de raideur J à une déformation donnée et de tension de rupture T_f .

Les paramètres macroscopiques d'un matériau granulaire sont des données communément connues par le mécanicien, que ce soit le module d'Young, le coefficient de Poisson ou l'angle de frottement.

3.4.5.2. Principe du calage des modèles numériques :

On définit le comportement réel d'un matériau à partir d'un **ensemble de paramètres macroscopiques** S_{exp} pouvant être obtenu au travers d'expérimentations. Lors de simulations numériques reproduisant ces mêmes expérimentations, un **ensemble de paramètres microscopiques** S_{DEM} peut aussi être obtenu. L'opération de calage d'un modèle numérique consiste donc à définir l'ensemble S_{DEM} tel que le comportement macroscopique simulé soit le plus proche possible du comportement réel caractérisé par S_{exp} .

L'ensemble de ces relations micro-macro peut s'établir de deux manières :

- dans la littérature, des auteurs ont proposé des expressions analytiques simples permettant de relier des grandeurs macroscopiques à un ensemble de grandeurs microscopiques (expression du module d'Young selon les travaux de Bathurst et al. [BAT et al. 88], relation linéaire entre ϕ et μ selon Calvetti et al. [CAL et al. 05]). Cependant, ces expressions ne sont pas exactes dans la pratique et les paramètres microscopiques déterminés avec ces lois tendent à sous-estimer les paramètres macroscopiques mesurés par simulation numérique.
- l'autre méthode consiste à procéder par analyse inverse. Pour cela, on définit au préalable un **ensemble d'expérimentations** à effectuer en laboratoire ou in/situ permettant d'évaluer directement l'ensemble des paramètres macroscopiques d'un ou de plusieurs matériaux. Par exemple, un essai bi-axial, un essai de cisaillement ou un essai de traction. On établit ainsi S_{exp} .

Ensuite, ces expérimentations sont reproduites au travers de simulations numériques dont les paramètres seront ajustés jusqu'à obtenir la même réponse globale que l'expérimentation associée. La démarche est alors présentée sur la figure 55 suivante :

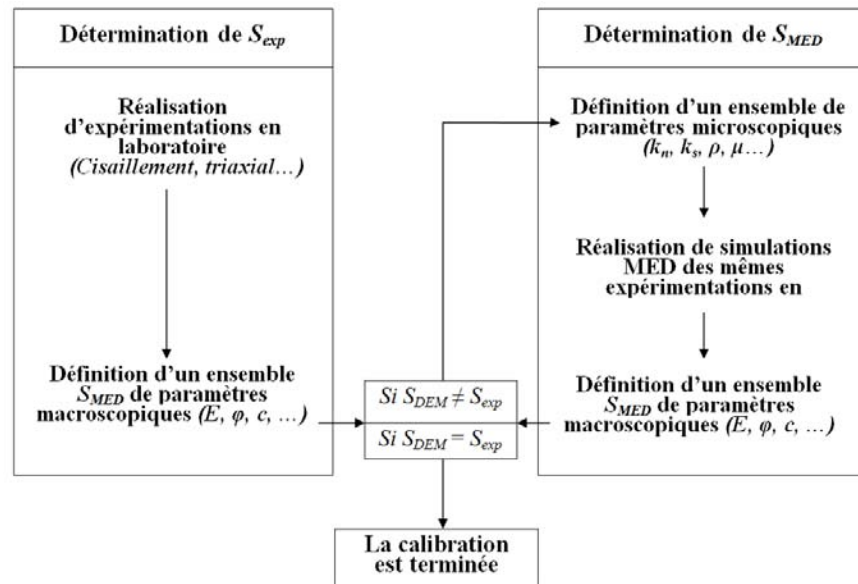


Figure 55. Principe de calibration "modélisation-expérimentation".

Paramètres micromécaniques à caler. Le phénomène d'impact sur un système {Sol-Géotextile} fait intervenir différents paramètres d'entrée dont les paramètres micromécaniques régissant le comportement mécanique du sol, du géotextile et de leur interface. L'ensemble des paramètres devant ainsi être déterminés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sous-système	Paramètres micromécaniques	
	Notation	Dénomination [unité]
Sol	Méthode de génération des particules de sol (<i>Pluviation, expansion de rayons...</i>)	
	ρ_{SOL}	Masse volumique des particules de sol [kg.m^3]
	e_{SOL}	indice des vides du milieu [-]
	r_{SOL}	rayon des particules de sol [m]
	$k_{n,\text{SOL}}$ $k_{s,\text{SOL}}$	raideur interparticulaire du sol dans la direction normale/tangentielle au point de contact [N.m^{-1}]
	$b_{n,\text{SOL}}$ $b_{s,\text{SOL}}$	cohésion interparticulaire du sol dans la direction normale/tangentielle au point de contact [N]
	μ_{SOL}	frottement interparticulaire du sol [-]
Géotextile	ρ_{GEO}	Masse volumique des particules de géotextile [kg.m^3]
	r_{GEO}	rayon des particules de géotextile [m]
	$k_{n,\text{GEO}}$ $k_{s,\text{GEO}}$	raideur interparticulaire du géotextile dans la direction normale/tangentielle au point de contact [N.m^{-1}]
	$b_{n,\text{GEO}}$ $b_{s,\text{GEO}}$	cohésion interparticulaire du géotextile dans la direction normale/tangentielle au point de contact [N]
	μ_{GEO}	frottement interparticulaire du géotextile [-]
Interface		Les modèles de contact à l'interface sol-géotextile sont considérés comme la combinaison des différents paramètres micromécaniques précédemment cités et disposés « en série ». <i>Exemple</i> : $k_{n,\text{interface}} = f(k_{n,\text{GEO}} ; k_{n,\text{SOL}})$.

Tableau 8. Synthèse des paramètres micromécaniques à considérer.

Application aux modélisations du présent travail. Dans la phase de modélisation numérique (Chapitre 7), les matériaux ont été modélisés selon une variation importante de l'ordre de grandeur des paramètres microscopiques. Afin de pouvoir donner une représentation « réelle » des matériaux ainsi modélisés (en exprimant le module d'Young E , l'angle de frottement φ , la cohésion c ...), des simulations biaxiales ont été effectuées pour les différents matériaux sol ainsi que des essais de traction pour les différents matériaux géotextile.

3.5. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les principes généraux retenus dans notre approche numérique de la problématique.

La méthode de modélisation aux éléments finis ou différences finies, bien que très utilisées dans le domaine du génie civil a finalement été écartée en raison de sa moins bonne adaptation à des milieux discrets soumis à d'importantes déformations et susceptibles d'évoluer au-delà de la ruine des ouvrages sollicités. La méthode de modélisation retenue a ainsi été la méthode aux éléments discrets via le logiciel PFC2D®.

Le fonctionnement de cette méthode ainsi que les paramètres le régissant ont aussi été présentés. Le choix d'un compromis entre temps optimal de résolution des simulations numériques et pertinence des résultats a conduit à un ensemble d'hypothèses simplificatrices sur les paramètres morphologiques et mécaniques des particules constitutives des modèles. Les lois de comportement et les différentes modélisations des matériaux sol et géotextile ont été définies et seront retenues dans les deux modèles numériques qui font l'objet des chapitres suivants.

Chapitre 4. Modèles d'impact sur une nappe alvéolaire en vue en plan

4.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats issus des modélisations préliminaires d'impacts dans le plan d'une nappe alvéolaire. L'objectif de ces modélisations est de permettre d'approcher et d'anticiper qualitativement le déroulement du phénomène d'impact au cours du temps. Des variations sont ainsi effectuées sur les paramètres micromécaniques des particules constitutives des matériaux sol, géotextile et impactant. On étudie alors l'influence de ces variations (frottement, rigidités des matériaux, indices des vides...) sur les mécanismes de déformations et de ruines du complexe sol-géotextile. Afin de quantifier la « contribution » de chaque matériau constituant le modèle, une étude énergétique a aussi été réalisée.

4.2. Impact sur une seule cellule

Nous étudions ici l'impact dans le plan d'une unique alvéole composée d'une bande de géotextile confinant un matériau granulaire. L'objectif est ici de préparer la modélisation dans le plan d'une nappe alvéolaire en étudiant, à l'échelle d'une cellule, l'influence des caractéristiques des différents matériaux constitutifs du modèle (sol, géotextile, impactant) sur la réponse mécanique de la cellule. La figure 56 illustre ce modèle.

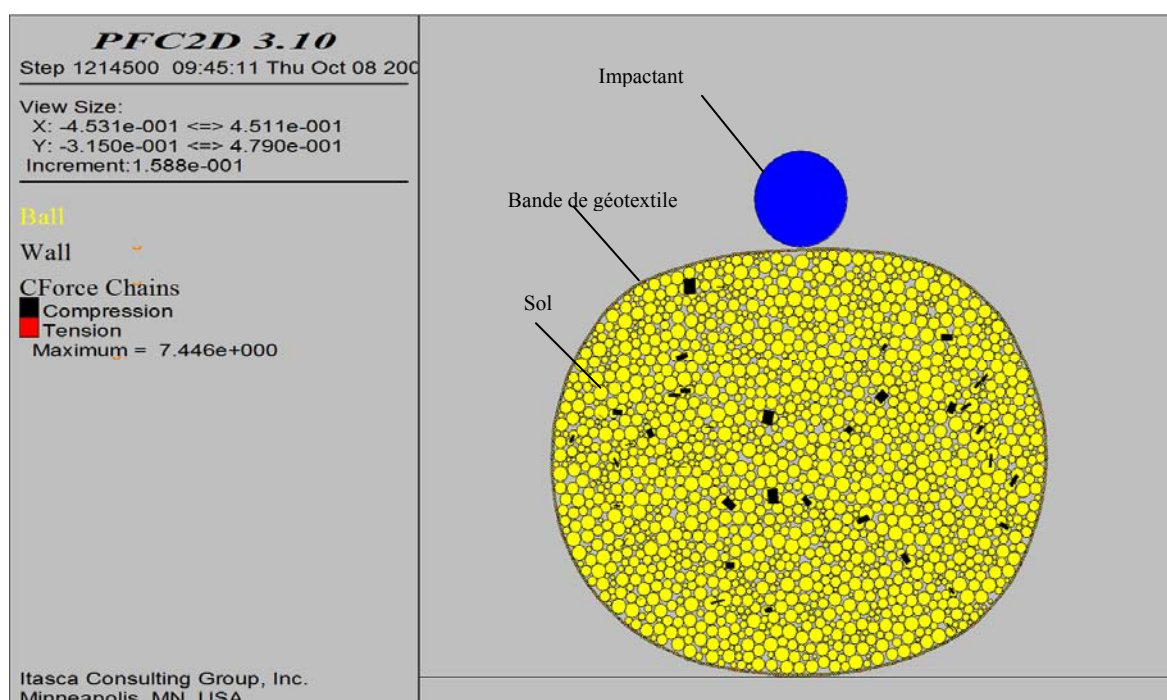


Figure 56. Simulation d'impact sur une seule cellule.

4.2.1. Présentation des différentes modélisations

4.2.1.1. Caractéristiques communes à toutes les modélisations

On distingue trois types de matériaux dans le présent modèle, le sol, le géotextile et l'impactant. Chacun d'entre eux se distingue par la morphologie et les modèles mécaniques retenus.

Le sol est représenté par l'ensemble de ses grains constitutifs. Chaque grain ou particule est modélisé par une sphère caractérisée par des raideurs interparticulaires normale et tangentielle, ainsi qu'un angle de frottement interparticulaire. Dans le cas présent, on considère un matériau purement

frottant, donc aucun contact ne présente de résistance en traction (pas de cohésion interparticulaire). La loi de contact entre deux particules de sol est élastique dans la direction normale et élasto-plastique dans la direction tangentielle. La granulométrie est linéaire en rayon et s'étend d'un rayon minimal de 3 mm à un rayon maximal de 9 mm.

Le géotextile est représenté par une chaîne de particules en contact entourant le sol. Chaque grain ou particule est modélisé par une sphère caractérisée par des raideurs interparticulaires normale et tangentielle, ainsi qu'un angle frottement interparticulaire. Dans le cas présent, on considère un matériau cohésif afin de simuler la capacité de résistance en traction d'une bande de géotextile. La loi de contact entre deux particules de géotextile en compression est de type élastique dans la direction normale et élastoplastique dans la direction tangentielle. En traction, la loi est de type élastique fragile dans la direction normale, on a aussi fixé une valeur de rupture de 25 kN à partir de laquelle le contact entre deux particules de géotextiles est rompu.

Concernant les interfaces sol-géotextile ou géotextile-impactant, la loi de contact est élastique dans la direction normale et élastoplastique dans la direction tangentielle. Le frottement interparticulaire au contact de deux particules est pris comme le plus faible des frottements interparticulaires des deux particules.

Un mur a été disposé à l'arrière de la cellule afin d'en bloquer le déplacement. Cela n'empêche cependant pas celle-ci de rebondir. Ce mur est pourvu d'une raideur interparticulaire suffisamment élevée par rapport aux autres éléments de la modélisation pour être considéré comme infiniment rigide et ne dispose d'aucun frottement interparticulaire.

Il n'y a aucun effort de pesanteur dans ce modèle.

Le modèle complet de la cellule comporte environ 2000 particules et aucun amortissement numérique des efforts n'a été retenu.

4.2.1.2. Caractéristiques des modélisations

Chaque simulation est caractérisée par la variation d'un seul paramètre micromécanique propre à un des trois matériaux.

Sol. Le tableau 9 suivant récapitule l'ensemble des caractéristiques micromécaniques utilisées ainsi que les caractéristiques macroscopiques associées pour chaque type de sol.

On rappelle les notations utilisées.

ρ_{SOL}	masse volumique du sol
$r_{min} ; r_{max}$	rayon minimal et maximal des particules de sol
$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$	raideur interparticulaires normales et tangentielles
μ_{SOL}	frottement interparticulaire du sol
e_{SOL}	indice des vides initial avant impact

TYPE DE SOL	ρ_{SOL} [kg/m ³]	$r_{min} ; r_{max}$ [mm]	$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$ [N/m]	μ_{SOL} [-]	e_{SOL} [-]
Sol de base	2000	3 ; 9	$10^8 ; 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,20
Sol mou	2000	3 ; 9	$10^6 ; 0,5 \cdot 10^6$	0,7	0,19
Sol très mou	2000	3 ; 9	$10^4 ; 0,5 \cdot 10^4$	0,7	0,19
Sol léger	1000	3 ; 9	$10^8 ; 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,19
Sol très léger	500	3 ; 9	$10^8 ; 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,19
Sol moyennement frottant	2000	3 ; 9	$10^8 ; 0,5 \cdot 10^8$	0,52	0,19
Sol peu frottant	2000	3 ; 9	$10^8 ; 0,5 \cdot 10^8$	0,35	0,19

Tableau 9. Synthèse des paramètres des différents sols.

Géotextile. Le tableau 10 suivant récapitule l'ensemble des caractéristiques micromécaniques utilisées pour le géotextile simulé.

On rappelle les notations utilisées.

ρ_{GEO}	masse volumique du géotextile
r_{GEO}	rayon des particules de géotextile
$k_{n,GEO} = k_{s,GEO}$	raideurs interparticulaires normales et tangentielles du géotextile
μ_{GEO}	frottement interparticulaire du géotextile
R_b	résistance ultime à la traction dans la bande
R_{cell}	rayon de la cellule impactée

TYPE DE GEOTEXTILE	ρ_{GEO} [kg/m ³]	r_{GEO} [mm]	$k_{n,GEO} = k_{s,GEO}$ [N/m]	μ [-]	R_b [kN/m]	R_{cell} [m]
Géotextile de base	150	1,44	10^7	0,7	25	0,275
Géotextile rigide	150	1,44	10^9	0,7	25	0,275

Tableau 10. Synthèse des paramètres du géotextile.

Impactant. Le tableau 11 suivant récapitule l'ensemble des caractéristiques micromécaniques utilisées pour le bloc impactant.

On rappelle les notations utilisées.

ρ_{IMP}	masse volumique de l'impactant
r_{IMP}	rayon de l'impactant
$k_{n,IMP} / k_{s,IMP}$	raideurs interparticulaires normales et tangentielles de l'impactant
μ_{IMP}	frottement interparticulaire de l'impactant
v_{IMP}	vitesse d'impact

TYPE D'IMPACTANT	ρ_{IMP} [kg/m ³]	r_{IMP} [m]	$k_{n,IMP} ; k_{s,IMP}$ [N/m]	μ_{IMP} [-]	v_{IMP} [m/s]
Impactant de base	2000	0,0275	$10^8 ; 0,5 \cdot 10^8$	0,7	10

Tableau 11. Synthèse des paramètres de l'impactant.

4.2.2. Protocole et mesures

Le modèle considéré représente une cellule d'un mur M3S vue de dessus, soit un échantillon de sol confiné par une bande de géotextile. Un projectile de diamètre égal à 1/5^e de celui de la cellule vient l'impacter sur le flan. Sont alors mesurées les grandeurs suivantes en fonction du temps :

- enfoncement du projectile ;
- effort de traction moyen de la bande, le long du pourtour total de la cellule ;
- indice des vides dans la zone délimitée par la bande ;
- bilan énergétique de chacun des trois sous-systèmes que sont le sol, le géotextile (incluant l'interface sol-géotextile) et l'impactant. Les différentes énergies mesurées sont :
 - o énergie cinétique due aux mouvements translationnel et rotationnel de chaque particule ;
 - o énergie potentielle élastique associée à la déformation du contact entre deux particules, que ce soit en compression ou en traction ;
 - o énergie dissipée par frottements.

4.2.3. Analyse des résultats

4.2.3.1. Enfoncement

On peut observer sur la figure 57 que l'enfoncement maximal augmente fortement lorsque la raideur interparticulaire des particules de sol diminue. A partir des pentes de ces différentes courbes, on constate aussi que la vitesse de pénétration de l'impactant dans la cellule est globalement la même quelque soit la valeur de la raideur interparticulaire du sol.

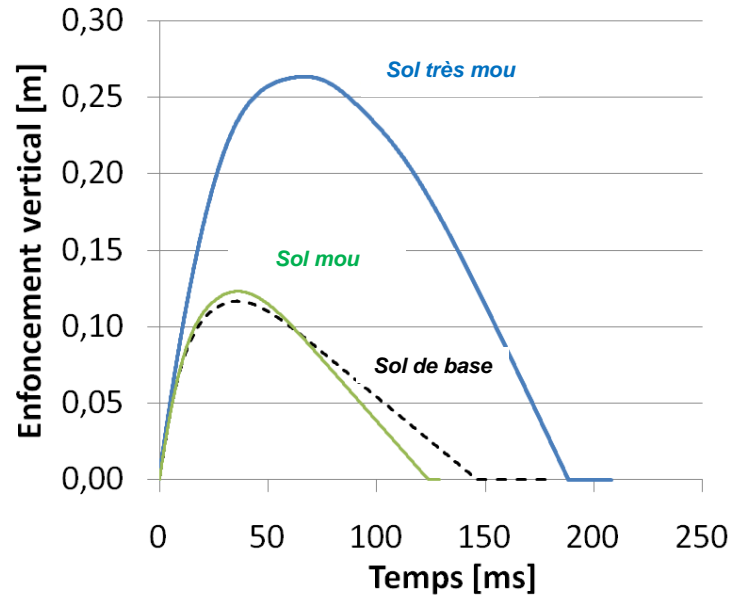


Figure 57. Enfoncement de l'impactant en fonction de différentes raideurs interparticulaires du sol.

4.2.3.2. Indice des vides

L'indice des vides du sol dépend principalement du confinement induit par la bande de géotextile et de la rigidité des particules de sol. En effet, si l'on souhaite atteindre des états très denses au sein de la cellule, un équilibre va s'observer entre les particules de sol qui se repousse mutuellement en raison de l'interpénétration des particules et la bande de géotextile qui alors mise en tension induit un confinement du sol.

Au début de la génération du sol, un indice des vides est défini. Par la suite, la recherche d'équilibre entre la « répulsion des particules de sol » et le « confinement du géotextile » conduit à faire varier le volume de la cellule. Puisque le volume varie, l'indice des vides aussi. De ce fait, on observe une différence entre la valeur initialement fixée lors de la génération du sol et celle obtenue après équilibre du système.

Le tableau 12 suivant présente plusieurs simulations reprenant les caractéristiques du modèle de base présenté plus haut (sol de base et géotextile de base). La première colonne indique la valeur d'indice des vides fixé à la génération du sol et la deuxième colonne indique la valeur obtenue après équilibre.

Indice des vides fixé à la génération des particules	Indice des vides obtenu après équilibre et avant impact
0,09	0,21
0,14	0,19
0,19	0,20
0,24	0,25
0,33	0,33
0,43	0,43

Tableau 12. Indice des vides du sol avant et après équilibre avec le géotextile.

On peut constater qu'il existe donc comme un fuseau de densités possibles.

Pour une densité trop faible, la bande de géotextile n'est pas mise en tension et il n'y a aucun effort de confinement. Le géotextile ne joue alors un rôle mécanique que pendant une partie du phénomène d'impact, lorsque l'impactant est enfoncé de manière importante dans la cellule.

Pour une densité trop élevée, le géotextile est mis en tension et s'allonge. Le volume de la cellule augmente alors et l'indice des vides diminue donc. Si un impact est simulé dans une telle configuration, le géotextile déjà mis en tension est alors plus sensible d'atteindre sa valeur de rupture à la traction. C'est ce qui est d'ailleurs survenu pour une configuration où la raideur interparticulaire de géotextile avait été élevée à 10^9 N/m.

4.2.3.3. Bilan énergétique

La figure 58 présente un exemple d'allure des courbes d'énergies similaires à toutes les configurations. La quasitotalité de l'énergie du système provient de l'énergie cinétique de l'impactant qui diminue rapidement après le début de l'impact compte tenu de sa décélération. Cette évolution est accompagnée d'une croissance rapide de l'énergie dissipée par frottements ainsi que d'un accroissement temporaire de l'énergie potentielle élastique de déformation (majoritairement présente au niveau de la bande de géotextile comme le montre la figure 59). Par la suite, cette dernière énergie est redistribuée aux particules de sol et de géotextile qui se réarrangent et voient alors leur énergie cinétique augmenter à nouveau. Seule une partie de celle-ci est alors dissipée par frottements. On observe ainsi une énergie cinétique résiduelle correspondant soit à l'existence permanente de vibrations non-amorties au sein du milieu soit à la mise en mouvement de l'ensemble de la cellule (possibilité d'un rebond contre la paroi à l'arrière).

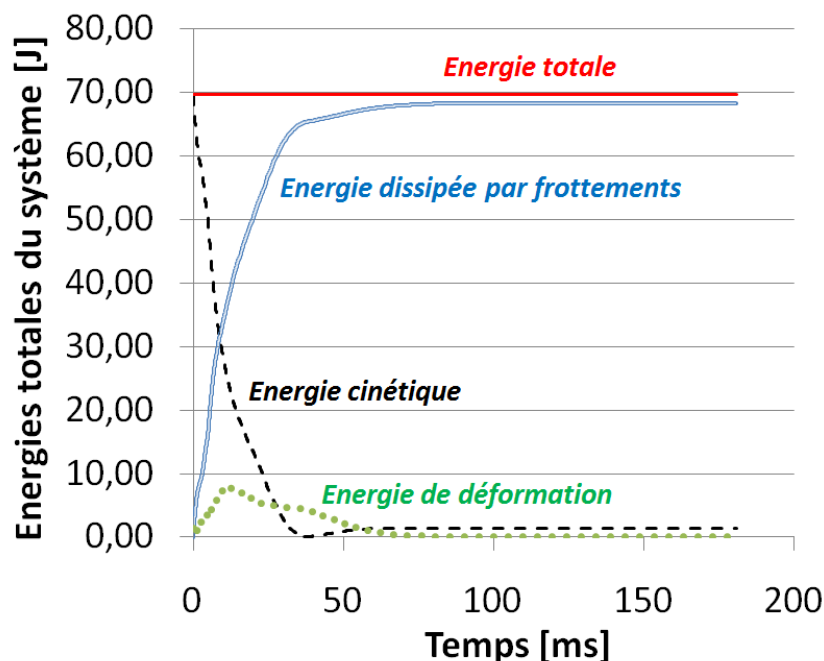


Figure 58. Répartition des énergies totales dans le système.

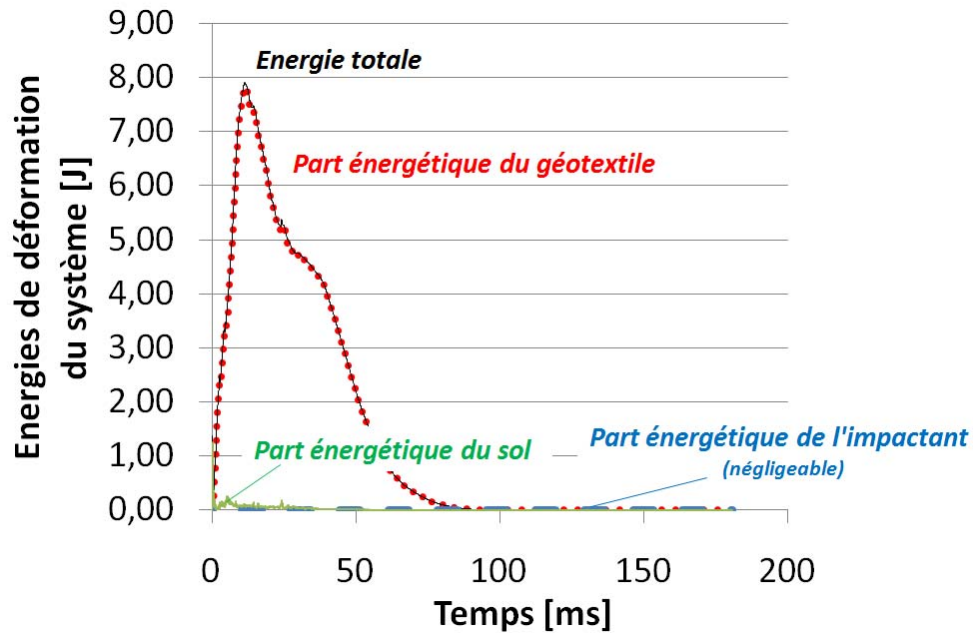


Figure 59. Répartition de l'énergie de déformation entre les différents sous-systèmes pour la modélisation de base.

4.2.4. Conclusions

Effectuer des simulations sur une cellule isolée s'est avéré judicieux puisqu'un tel modèle est simple à modéliser et permet de mettre l'accent sur l'ensemble des paramètres et des modèles de contact intervenant au sein d'une seule cellule comprenant un sol confiné par une bande de renforcement. Ces observations peuvent ainsi servir à l'étude d'un système d'une nappe comprenant plusieurs cellules.

4.3. Impact sur une nappe

Une nappe est constituée d'un ensemble de cellules dont l'agencement a la forme d'un nid d'abeille et fait intervenir les mêmes sous-systèmes que sont le sol, le géotextile et l'interface. Chaque cellule induit un effort de confinement sur le sol qui est apporté par la bande de géotextile sachant que celle-ci est mécaniquement liée aux autres cellules qui l'entourent. Si dans la première simulation d'une cellule isolée, la bande de géotextile n'interagissait qu'avec le sol qu'elle confinait, ce n'est pas le cas en configuration nappe où les déformations et les contraintes subies par une cellule ont une influence sur ses voisines. Considérer plusieurs cellules au cours d'une simulation nous rapproche ainsi d'une configuration réelle et permet d'étudier non plus des mécanismes isolés mais des mécanismes d'ensemble. La figure 60 est une illustration de ce modèle.

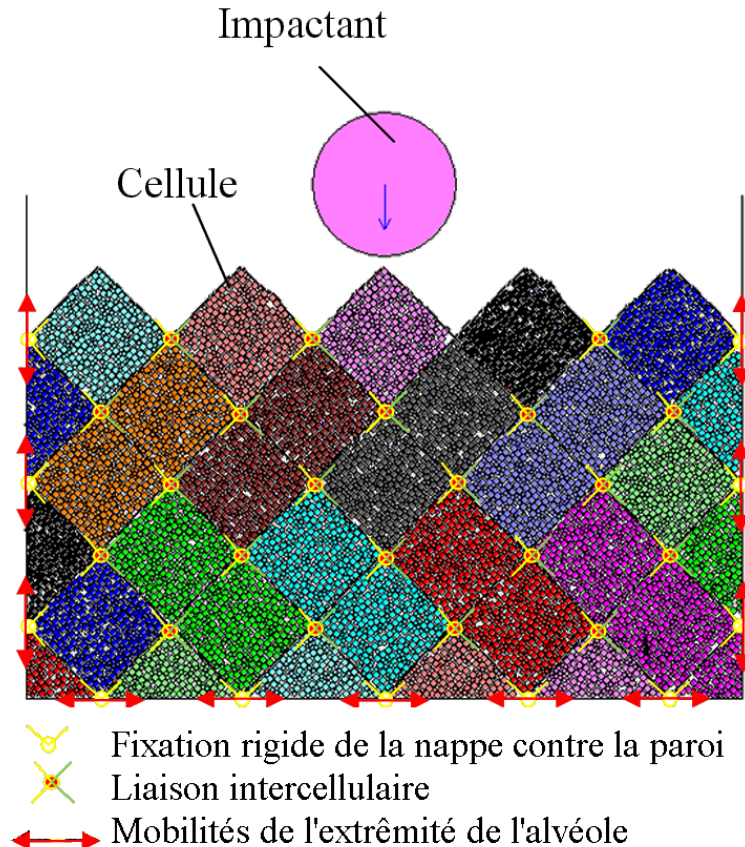


Figure 60 : Modèle numérique d'un impact sur une nappe M3S.

4.3.1. Présentation des différentes modélisations

On distingue trois types de matériaux dans le modèle, le sol, le géotextile et l'impactant. Chacun d'entre eux se distingue par la morphologie et les modèles mécaniques retenus. A savoir :

- la modélisation du sol est la même que celle définie dans la simulation d'un impact sur une cellule isolée. Seule la granulométrie a été légèrement étendue avec un rayon minimal de 4 mm et un rayon maximal de 16 mm ;
- le géotextile est lui aussi modélisé de la même manière que précédemment concernant le modèle de contact. Néanmoins, les valeurs des rigidités et des cohésions interparticulaires ont été ajustées aux valeurs correspondantes à des essais de caractérisation menés en laboratoire (cf. 3.4.3.2 du chapitre 3) ;
- les lois de contact concernant les interfaces sol-géotextile et impactant-géotextile sont les mêmes que pour les simulations d'une cellule isolée ;
- il n'y a aucun effort de pesanteur dans ce modèle ;
- trois parois sont disposées à l'arrière et sur les bords de la nappe afin d'en bloquer les déplacements sous impact. Ces parois ont des raideurs interparticulaires suffisamment élevées pour être considérés comme infiniment rigides et ne disposent d'aucun frottement interparticulaire ;
- les extrémités de la bande de géotextile en contact avec les parois sont bloquées en déplacement dans la direction orthogonale aux parois.

Le modèle complet comporte environ 15000 particules et aucun amortissement numérique des efforts n'a été retenu. Le nombre de particules par cellule a ainsi été diminué à environ 700 contre 2000 pour la cellule isolée pour ne pas trop affecter la durée d'une simulation.

4.3.1.1. Caractéristiques des modélisations

Chaque simulation comporte trois matériaux sol, géotextile et impactant. Elle est caractérisée par la variation d'un seul paramètre micromécanique propre à un des matériaux.

Sol. Le tableau 13 suivant récapitule l'ensemble des caractéristiques micromécaniques utilisées ainsi que les caractéristiques macroscopiques déterminées à l'aide de simulations d'essais biaxiaux pour chaque type de sol.

On rappelle les notations utilisées.

ρ_{SOL}	masse volumique du sol ;
$r_{min} ; r_{max}$	rayon minimal et maximal des particules de sol ;
$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$	raideur interparticulaires normales et tangentielles ;
μ_{SOL}	frottement interparticulaire du sol ;
e	indice des vides initial avant impact.

TYPE DE SOL	ρ_{SOL} [kg/m ³]	$r_{min} ; r_{max}$ [mm]	$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$ [N/m]	μ_{SOL} [-]	e [-]
Sol de base	2000	4 / 16	$10^8 / 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,36
Sol mou	2000	4 / 16	$10^6 / 0,5 \cdot 10^6$	0,7	0,36
Sol dur	2000	4 / 16	$10^{10} / 0,5 \cdot 10^{10}$	0,7	0,36
Sol moyennement dense	2000	4 / 16	$10^8 / 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,31
Sol dense	2000	4 / 16	$10^8 / 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,27
Sol léger	500	4 / 16	$10^8 / 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,36
Sol moyennement léger	1000	4 / 16	$10^8 / 0,5 \cdot 10^8$	0,7	0,36

Tableau 13. Caractéristiques des sols modélisés.

Géotextile. Le tableau 14 suivant récapitule l'ensemble des caractéristiques micromécaniques utilisées pour le géotextile simulé.

On rappelle les notations utilisées.

ρ_{GEO}	masse volumique du géotextile ;
r_{GEO}	rayon des particules de géotextile ;
$k_{n,GEO} = k_{s,GEO}$	raideur interparticulaires normales et tangentielles du géotextile ;
μ_{GEO}	frottement interparticulaire du géotextile ;
R_b	résistance ultime à la traction dans la bande ;
R_l	résistance ultime à la traction aux liaisons intercellulaires.

TYPE DE GEOTEXTILE	ρ_{GEO} [kg/m ³]	r_{GEO} [mm]	$k_{n,GEO} = k_{s,GEO}$ [N/m]	μ [-]	R_b [kN/m]	R_l [kN/m]
Géotextile de base	150	3,89	$2,14 \cdot 10^7$	0,7	25	8
Géotextile aux liaisons renforcées	150	3,89	$2,14 \cdot 10^7$	0,7	25	25

Tableau 14. Caractéristique des géotextiles modélisés.

Impactant. Le tableau 15 suivant récapitule l'ensemble des caractéristiques micromécaniques utilisées pour le bloc impactant simulé.

On rappelle les notations utilisées.

ρ_{IMP}	masse volumique de l'impactant ;
r_{IMP}	rayon de l'impactant ;
$k_{n,IMP} ; k_{s,IMP}$	raideurs interparticulaires normales et tangentielles de l'impactant ;
μ_{IMP}	frottement interparticulaire du géotextile ;
v_{IMP}	vitesse d'impact.

TYPE D'IMPACTANT	ρ_{IMP} [kg/m ³]	r_{IMP} [mm]	$k_{n,IMP} ; k_{s,IMP}$ [N/m]	μ_{IMP} [-]	v_{IMP} [m/s]
Impactant de base	2000	550	$10^8 ; 0,5.10^8$	0,7	10

Tableau 15. Caractéristique de l'impactant modélisé.

4.3.2. Protocole et mesures

Le modèle représente une nappe d'un mur M3S® vue de dessus, soit un ensemble de cellules comme celles présentées dans le paragraphe 4.2. Un projectile de diamètre égal à celui de la cellule vient impacter la nappe sur le flan. Sont alors mesurées les grandeurs suivantes en fonction du temps :

- l'indice des vides calculé à partir du volume délimité par la partie supérieure de la nappe, variable au cours du temps ;
- le bilan énergétique de chacun des 4 sous-systèmes que sont le sol, le géotextile, l'impactant et l'interface sol/géotextile. Les différentes énergies mesurées sont :
 - o l'énergie cinétique due aux mouvements translationnel et rotationnel de chaque particule,
 - o l'énergie potentielle élastique associée à la déformation du contact entre deux particules, que ce soit en compression ou en traction,
 - o l'énergie dissipée par frottement.

4.3.3. Analyse des résultats

4.3.3.1. Influence du type de sol

En tant que matériau majoritaire de la structure en volume, le sol joue un rôle important dans la réponse mécanique du système et peut faire l'objet de nombreuses modifications en termes de paramètres mécaniques. Les différences entre les types de sol testés ont porté sur trois caractéristiques : les raideurs interparticulaires, l'indice des vides et la masse volumique. L'objet de ce paragraphe est d'évaluer l'influence d'une modification de l'un de ces paramètres au travers des différentes mesures effectuées.

Mécanismes observés. Au début de la simulation, on observe une compression de la cellule impactée qui épouse alors la forme de l'impactant. Elle se déforme jusqu'à ce qu'un équilibre soit atteint entre la contrainte exercée par le sol sur le géotextile et la contrainte de confinement imposée par le géotextile. Par la suite, la compression de la structure se fait par l'intermédiaire de cette cellule qui s'enfonce selon la direction d'impact. Le mécanisme de déformation de la structure est alors similaire aux lignes de rupture définies par Terzaghi lors du poinçonnement d'une semelle de fondation superficielle (cf. figure 61). Par analogie, on distingue alors trois zones. Le coin de sol sous la semelle peut être assimilé à la cellule comprimée sous l'impactant. La zone de refoulement du sol à la surface correspond aux cellules adjacentes à la zone d'impact qui présentent le même comportement. Enfin, la zone faiblement affectée se situant sous le coin se retrouve aussi dans les cellules plus profondes.

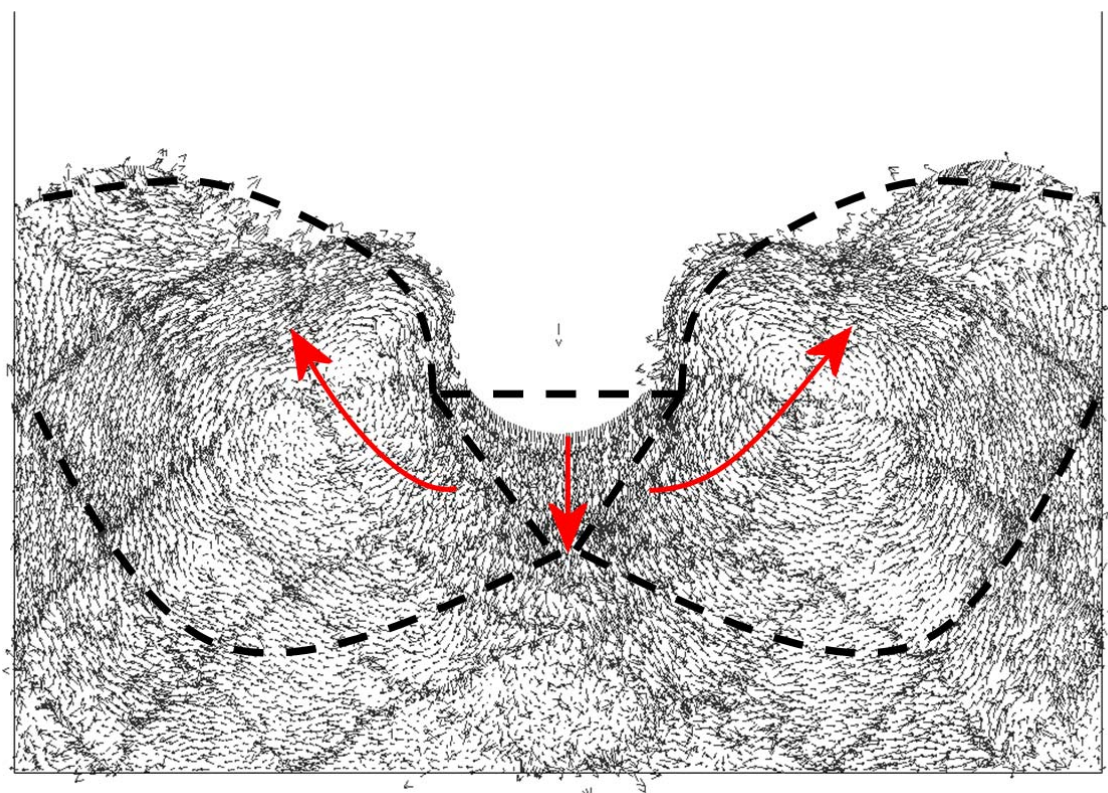


Figure 61. *Champ de déplacements de particules au cours d'un impact et illustration des zones de déformation de Terzaghi.*

Evolution de l'indice des vides. La mesure de l'indice des vides au cours du temps dans l'ensemble du système confiné par le géotextile permet de quantifier la densification du milieu après impact. Pour n'importe quel type de sol, le milieu converge vers le même état de densité final avec une valeur d'indice des vides d'environ 0,22 qui correspond à la valeur de densité minimale du milieu. La plus grande variation s'observe donc pour les sols d'indice des vides initial de 0,36.

Energie cinétique. La comparaison des trois configurations de sol présentant différents indices des vides est présentée sur la figure 62. L'énergie cinétique du sol illustre le réarrangement des particules au cours de l'impact. L'ensemble des courbes est compris entre deux extrêmes. Le niveau d'énergie cinétique le plus faible correspond à un très faible déplacement des particules et l'on observe ce phénomène pour les configurations utilisant un sol dense ou un sol léger (valeur pic de 300 J). A l'opposé, l'utilisation du sol mou correspond au niveau d'énergie cinétique le plus important (valeur pic de 1000 J), ce qui se traduit entre autre par une grande déformabilité du système.

Energie dissipée par frottement. La convergence vers un état d'équilibre dépend de la seule source de dissipation d'énergie du système qu'est l'énergie dissipée par frottements entre les particules. Comme le montre la figure 61, cette dissipation provient du frottement entre les particules de sol (à hauteur de 80 % de l'énergie dissipée) et du frottement du sol avec le géotextile (à hauteur de 20%). En dissipant en moyenne plus de 90 % de l'énergie cinétique transmise par le bloc impactant, le sol joue donc ce rôle principal d'amortisseur du système. Pour l'ensemble des sols testés, on observe de nombreuses similitudes. Tout d'abord, les 95 % de la dissipation s'étendent sur environ 150 ms et seule une augmentation de l'indice des vides initial de 0,36 à 0,27 diminue d'environ 10 ms cette durée. Ensuite, les valeurs maximales de dissipation atteintes sont sensiblement les mêmes (autour de 8500 J comme le montre la figure 61). La seule différence notable se situe dans l'évolution de cette dissipation au cours du temps. La courbe aura ainsi soit une évolution régulière au cours du temps soit une évolution « en escalier » présentant une succession de dissipations importantes associées à une rupture d'une des liaisons de la nappe suivie d'une période de croissance faible (cf. figure 61).

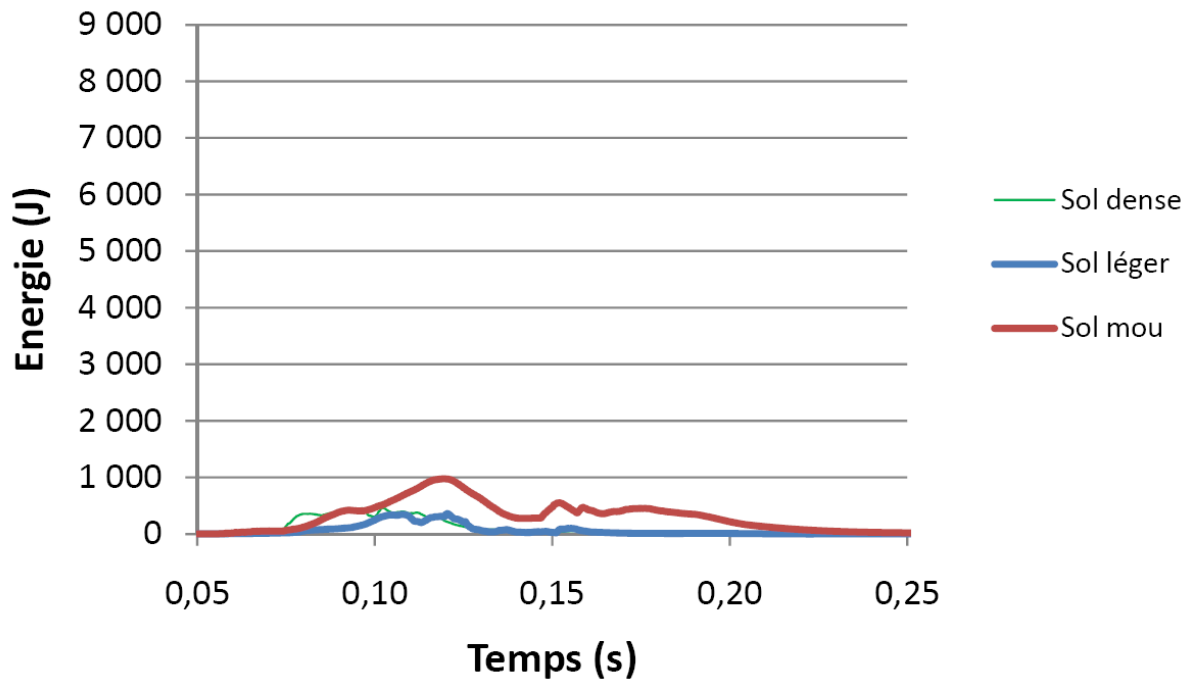


Figure 62. Comparaison de l'énergie cinétique du sol pour le sol dense, le sol léger et le sol mou.

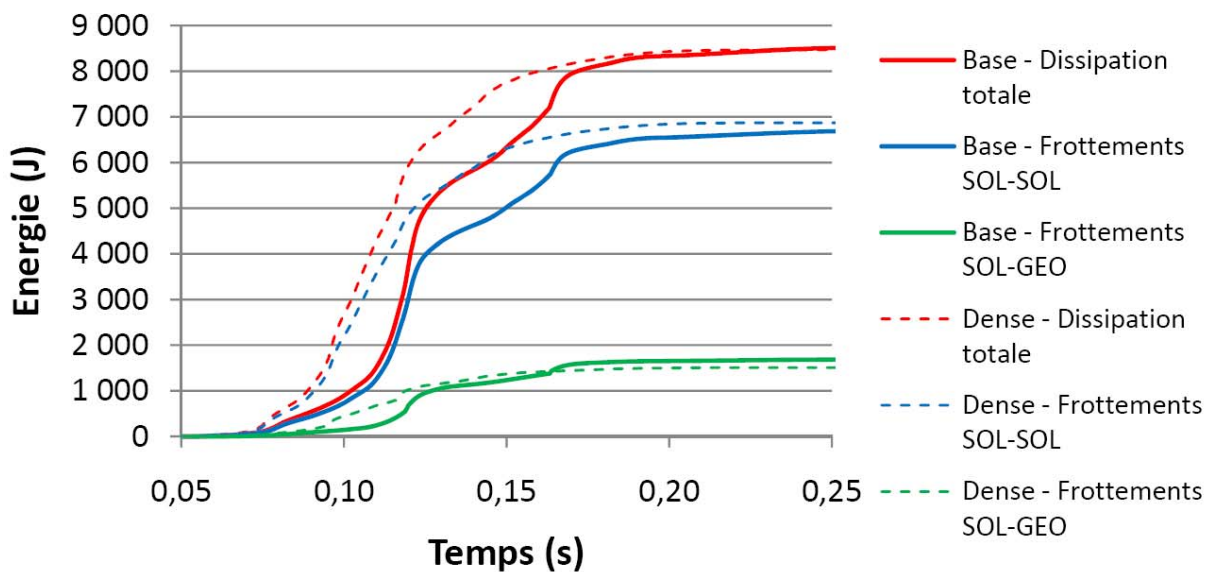


Figure 63. Comparaison des énergies dissipées par frottements dans le sol (SOL-SOL) et à l'interface sol-géotextile (SOL-GEO) pour le sol de base et le sol dense.

Energie potentielle élastique de déformation. Cette mesure énergétique permet d'évaluer la capacité des particules de sol à se déformer. Pour l'ensemble des types de sol, cette énergie est largement négligeable devant celle mesurée pour le géotextile (cf. figure 62) à l'exception de la configuration du sol mou. Dans cette situation, le géotextile présente les mêmes niveaux d'énergie que les autres configurations et seule la déformation du sol est plus importante. La déformation globale du système est en effet plus importante puisqu'elle résulte d'une forte capacité de déformation de **l'ensemble** de ses matériaux constitutifs et non plus du géotextile seul. La comparaison entre le sol de base et le sol mou est présentée dans la figure 59 suivante, les « pics » observés sur les courbes d'énergie de déformation correspondent à des ruptures de liaisons.

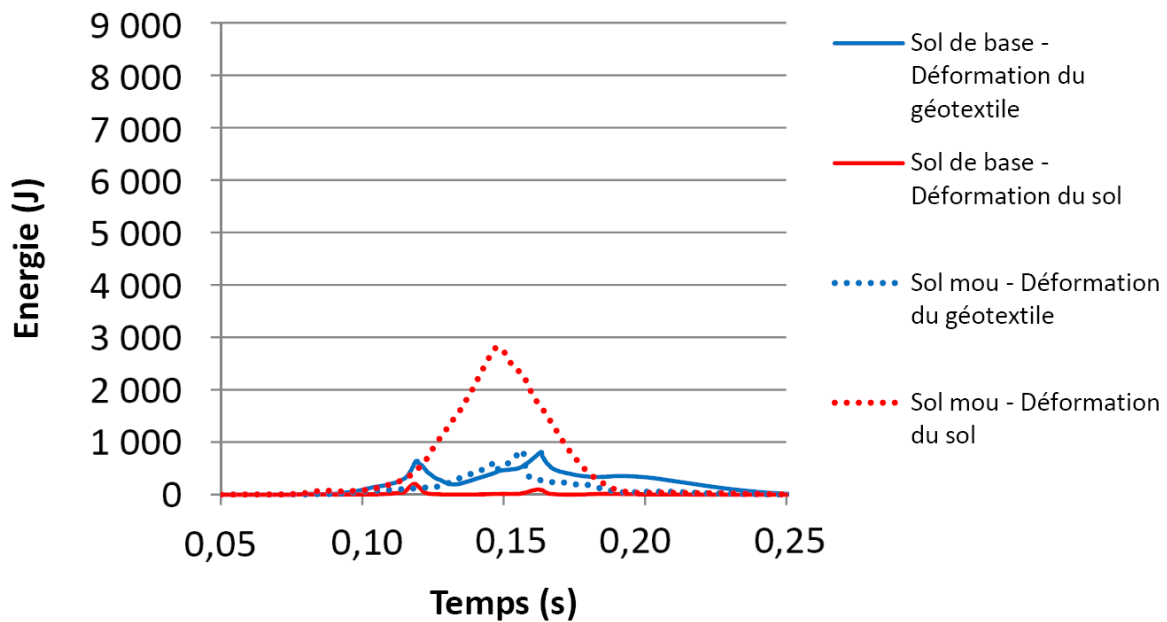


Figure 64. Comparaison des énergies potentielles de déformation dans le sol et le géotextile pour le sol de base et le sol mou.

4.3.3.2. Influence du type de géotextile à l'échelle de la nappe

Le rôle principal du géotextile dans le procédé est d'apporter une cohésion et un incrément de résistance au cisaillement. Les variations en termes de paramètres mécaniques sur le renforcement vont donc clairement influencer ces deux propriétés et par conséquent la réponse du système face à un impact. Le présent paragraphe consiste à évaluer le rôle prépondérant du géotextile lors de la sollicitation et ce au travers des mesures effectuées.

Remarques concernant le nombre de types de géotextile testé. Dans le cas présent, seule la valeur de la résistance ultime des liaisons thermoliées a fait l'objet d'une variation. Bien entendu, d'autres simulations portant par exemple sur la variation de la raideur du géotextile ont été tentées. Cependant, pour correctement évaluer l'influence de ce seul paramètre, il fallait s'assurer de pouvoir conserver l'indice des vides du sol de base malgré une modification du géotextile. Nos essais se sont alors exposés à un problème pour contrôler et stabiliser ce paramètre avant impact. En effet, un géotextile trop souple ne générant pas une contrainte de confinement suffisante laissant alors la possibilité au sol de « s'étendre » au sein de la cellule, et donc, d'augmenter l'indice des vides initial du milieu. Dans le cas d'un géotextile trop rigide, l'autre problème posé est la fragilité des bandes qui présentent avant impact d'importants efforts de prétension. Ainsi, un faible incrément de traction survenant au début de l'impact suffit à rompre immédiatement le géotextile (bande ou liaisons). D'autres tentatives ont été tentées, en essayant cette fois, de régler la « sensibilité » et la « finesse » du calcul en augmentant de manière significative le coefficient minorateur appliqué au pas de temps d'un cycle de calcul mais une telle solution engendre alors une majoration trop importante du temps de résolution.

Mécanismes observés. Lorsque la résistance ultime des liaisons intercellulaires est de 25 kN/m (géotextile aux liaisons renforcées), on observe une elongation sans rupture du géotextile le long de lignes de traction concentriques au point d'impact et qui interceptent les liaisons intercellulaires (cf. figure 65). La résistance de 25 kN/m est alors supérieure à l'effort de traction induit et aucune rupture de liaisons n'est observée. En configuration de base cependant, de nombreuses ruptures sont observées, permettant alors à l'impactant de s'enfoncer plus profondément dans la structure dans la direction où ont lieu les ruptures.

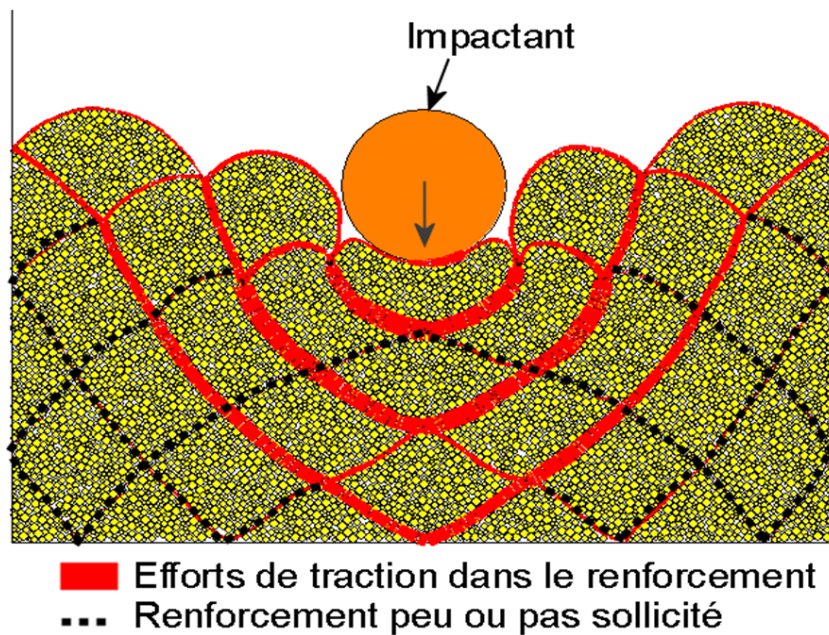


Figure 65. Mise en évidence des lignes de traction concentriques au point d'impact.

Indice des vides initial. L'indice des vides initial est indépendant de la résistance des liaisons thermoliées. En effet, la rupture éventuelle d'une liaison n'a pas d'incidence sur l'état de densité du milieu et affecte principalement la « rigidité apparente » du système au cours de l'impact.

Energie cinétique. Les ruptures des liaisons du géotextile ont une forte incidence sur l'évolution de l'énergie cinétique du système. On observe deux phénomènes principaux.

Le premier concerne la forme de décroissance de l'énergie, elle est linéaire en configuration de base et en « escalier » en configuration renforcée ce qui allonge ainsi la durée de cette décroissance d'environ 40 ms (pour une durée d'impact d'environ 150 ms).

Le second phénomène observé porte sur l'énergie cinétique de l'impactant en fin d'impact où le rebond en configuration liaisonnée est bien plus important qu'en configuration de base. La capacité du géotextile à se rompre accroît ainsi le phénomène de choc mou soit l'observation d'un coefficient de restitution de la structure plus faible.

La figure 66 présente ces distinctions.

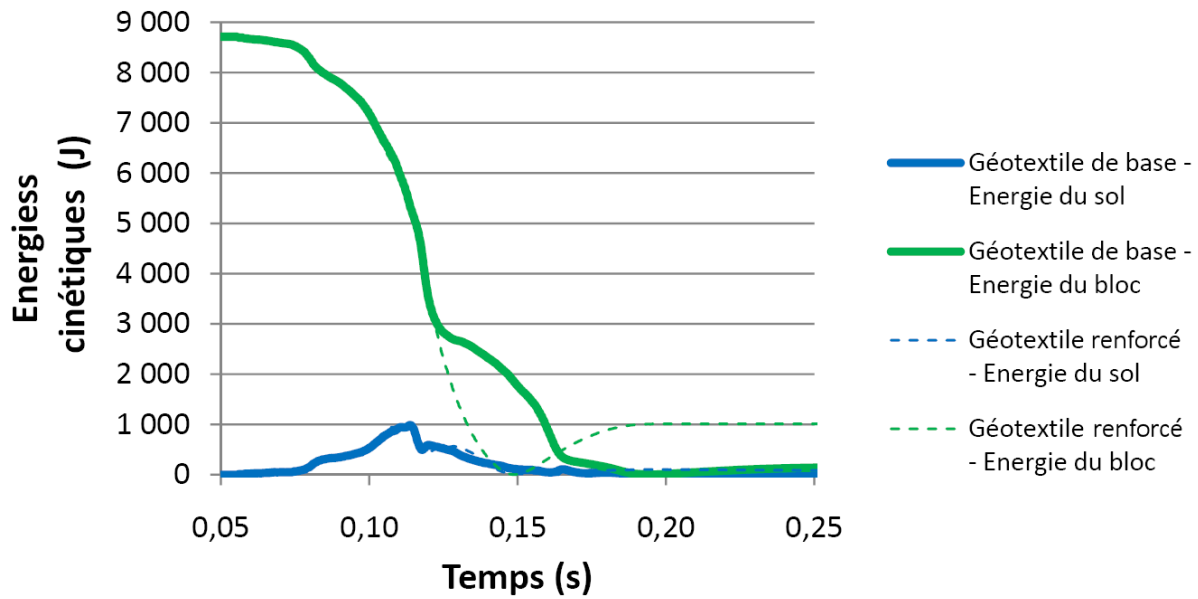


Figure 66. Comparaison des énergies cinétiques du sol et du bloc impactant pour le géotextile de base et le géotextile aux liaisons renforcées.

Energie dissipée par frottements. La faculté du géotextile à se rompre au niveau des liaisons joue un rôle important dans la dissipation d'énergie par frottements. Les liaisons jouent alors un rôle de fusibles qui, à chacune de leur rupture, augmente la capacité d'absorption du système. D'une part on observe une rétractation rapide de la bande de géotextile au sein du milieu granulaire induisant une dissipation de son énergie potentielle élastique de déformation par frottement avec le sol (figure 67). D'autre part, ces ruptures permettent à l'impactant de s'enfoncer plus loin dans la structure et donc de dissiper davantage d'énergie cinétique par frottement. Entre la configuration liaisonnée et la configuration de base, le gain de dissipation est d'environ 30 % au niveau de l'interface (1680 J au lieu de 1290 J), de 7% pour les frottements interne du sol (6680 J au lieu de 6270 J), ce qui correspond à un gain de 12 % sur la dissipation totale du système (8500 J au lieu de 7600 J). Ces valeurs peuvent être observées sur la figure 67.

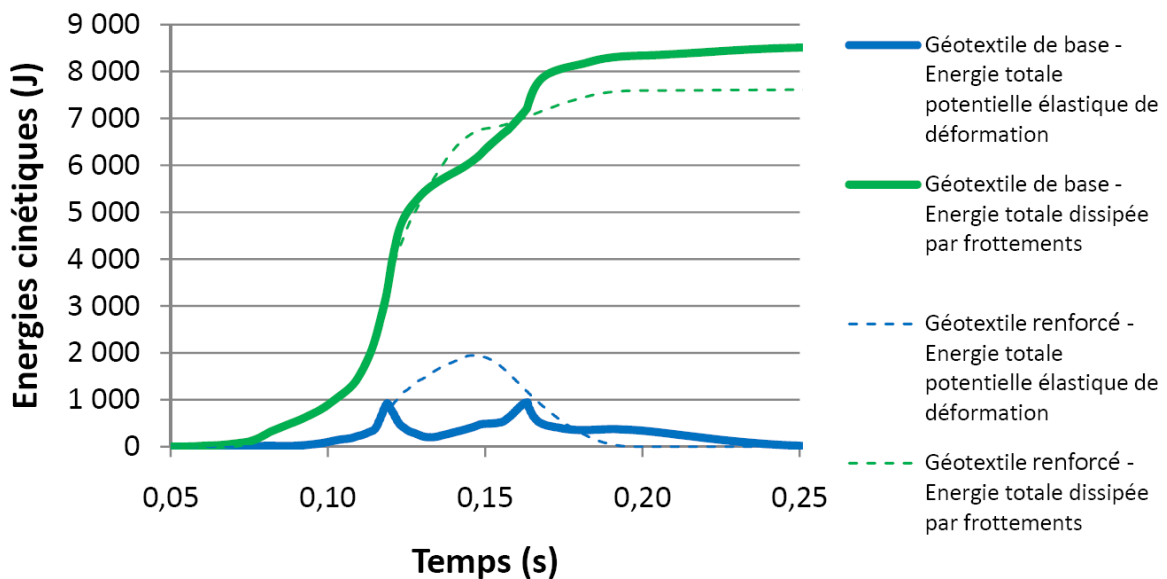


Figure 67. Comparaison des énergies totales potentielle élastique de déformation et dissipée par frottements pour le géotextile de base et le géotextile aux liaisons renforcées.

Energie de déformation. Sur l'ensemble des sous-systèmes sol, géotextile et bloc d'impact, le géotextile représente la quasi-totalité de l'énergie potentielle de déformation. Cette énergie permet d'évaluer la capacité du géotextile à accumuler de l'énergie lorsqu'il est mis en traction. Le renforcement joue ainsi deux rôles, le premier consiste à apporter une élasticité apparente à la structure et le second est un rôle de « condensateur du système » qui restitue l'énergie accumulée au cours de l'impact en fin de sollicitation. Lorsque l'on observe que pour l'ensemble des configurations testées (sauf dans le cas du sol mou) les valeurs pics se situent entre 1000 et 2000 J (soit 11 à 23 % de l'énergie totale du système), on peut aisément en déduire l'importance du modèle mécanique attribué au géotextile. Rappelons en effet que notre choix s'est porté sur la simplicité et la vitesse d'exécution soit un comportement de type élastique fragile. Une telle hypothèse renforce alors ce rôle de condensateur du géotextile et impose une restitution **totale** de l'énergie accumulée. Il apparaîtrait donc intéressant d'étudier l'influence sur la réponse du système de l'intégration d'autres formes de dissipation comme une plastification des fibres ou un amortissement visqueux afin de dissiper une part de cette énergie stockée. L'intégration d'une capacité de ruptures des liaisons thermoliées va dans ce sens, c'est-à-dire que l'énergie potentielle de déformation du système est plafonnée à un certain seuil. Lorsque ce seuil est franchi, ce qui signifie que le système s'est déformé de manière importante, les liaisons thermoliées se rompent, transformant alors une part de l'énergie accumulée en énergie cinétique (rétractation rapide de la nappe tendue) puis en énergie dissipée par frottements (frottement à l'interface sol-géotextile lors de la rétractation). Par lecture de l'évolution de l'énergie de déformation, dans le cas du géotextile de base (celui dont les liaisons peuvent se rompre) on associe alors à chaque « pic » la rupture d'une liaison. La figure 68 illustre cette remarque.

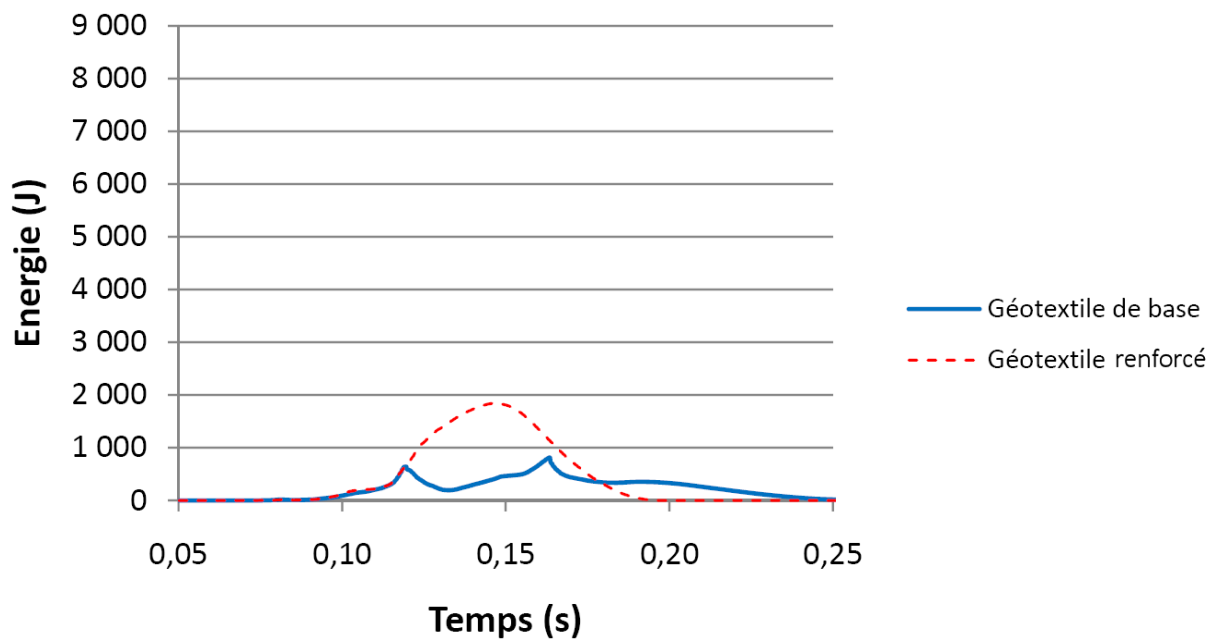


Figure 68. Comparaison de l'énergie élastique de déformation pour le géotextile de base et le géotextile aux liaisons renforcées.

4.4. Conclusion

Dans l'optique de mieux appréhender les mécanismes de déformation et de ruine d'un ouvrage impacté, ce chapitre a présenté des simulations numériques d'impacts dans le plan d'une nappe. Un tel plan de sollicitation a permis l'étude des mécanismes intercellulaires ainsi que l'identification des paramètres mécaniques susceptibles d'influencer la réponse du système impacté.

Tout d'abord, des simulations d'impacts sur une cellule isolée ont été réalisées. Elles ont permis d'évaluer la pertinence d'une analyse par le biais de mesures énergétiques ainsi que d'une mesure de l'enfoncement de l'impactant au cours du temps. De plus, il ressort de ces simulations la difficulté de contrôler l'indice des vides du milieu. Après génération du sol selon un indice des vides que nous avons fixé, cette valeur évolue ensuite jusqu'à atteindre sa valeur d'équilibre. En effet, l'indice des vides est une fonction des raideurs interparticulaires et de la granulométrie du sol ainsi que des raideurs interparticulaires du géotextile.

Ensuite, des simulations d'impacts sur des nappes alvéolaires constituées de plusieurs cellules ont été réalisées. Il ressort de l'ensemble des simulations que le géotextile influe majoritairement sur la capacité de l'ouvrage à se déformer de manière homogène et à permettre une interaction entre les cellules qui le constituent. Durant toute la déformation, des efforts de traction se propagent au sein du géotextile selon des courbes concentriques au point d'impact. Lorsque les efforts dépassent le seuil de résistance des liaisons intercellulaires, celle-ci rompent et permettent un nouveau réarrangement des particules constitutives du système. Cela se traduit par une plus grande dissipation d'énergie ainsi qu'un enfoncement plus important de l'impactant au sein de l'ouvrage. Quant au matériau granulaire confiné par le géotextile, il a pour principale fonction de dissiper l'énergie cinétique apportée par l'impactant dans le système. Cette dissipation s'effectue de deux manières, par réarrangement des particules en augmentant la densité du milieu et par frottement interparticulaire.

Afin de compléter ces observations, il apparaît nécessaire de mener une étude à l'échelle de l'ouvrage, en considérant donc une superposition de nappes alvéolaires. Dans ce but, des simulations en vue de profil ont été réalisées. Elles constituent l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 5. Modèles d'impact sur un ouvrage en vue de profil

5.1. Introduction

Le modèle développé dans ce chapitre vient compléter la modélisation vue en plan en proposant d'étudier l'ouvrage impacté selon une vue en profil. L'objectif de cette simulation est d'étudier le comportement qualitatif d'un empilement de nappes alvéolaires soumis à un impact, et ce dans le but de mieux appréhender les mécanismes susceptibles de se produire lors de la phase expérimentale sur modèles réduits. L'échelle géométrique a donc été ramenée à 1/10^e par rapport à l'échelle 1 du modèle vu dans le plan d'une nappe. L'intérêt d'un tel modèle réside dans la présence, contrairement au modèle vu en plan, d'une force de gravité. Des variations sur les paramètres micromécaniques des matériaux ont permis d'évaluer leur influence sur la réponse mécanique de l'ouvrage.

5.2. Matériaux et modèles considérés

Comme pour la précédente modélisation, trois matériaux sont ici considérés, le sol, le géotextile et l'impactant.

5.2.1. Matériau sol

On considère un matériau purement frottant. La loi de contact de deux particules de sol est élastique dans la direction normale et élasto-plastique dans la direction tangentielle. La granulométrie est linéaire et s'étend d'un rayon minimal de 1 mm à un rayon maximal de 2 mm.

Les différents types de sol testés sont récapitulés comme suit :

TYPE DE SOL	ρ_{SOL} [kg/m ³]	$r_{min} ; r_{max}$ [mm]	$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$ [N/m]	μ_{SOL} [-]	e [-]
Sol de base	2700	1 ; 2	$10^9 ; 0,5 \cdot 10^9$	1,0	0,23
Sol moyennement léger	1000	1 ; 2	$10^9 ; 0,5 \cdot 10^9$	1,0	0,23
Sol léger	500	1 ; 2	$10^9 ; 0,5 \cdot 10^9$	1,0	0,23
Sol moins rigide	2700	1 ; 2	$10^8 ; 0,5 \cdot 10^8$	1,0	0,23

Tableau 16. Caractéristiques des sols modélisés.

5.2.2. Matériau géotextile

Dans le modèle en vue de profil de l'ouvrage, chaque alvéole constitutive d'une nappe alvéolaire est représentée par ses deux bords comme présenté sur la figure 69. Deux lois régissent le comportement mécanique du géotextile. Tout d'abord une loi de contact cohésive entre particules adjacentes (comme pour le modèle vu en plan) et une loi d'attraction entre particules appartenant à deux bords diamétralement opposés d'une même alvéole.

Concernant la loi cohésive, elle s'applique à chaque bord d'une alvéole et est la même que dans le précédent modèle vue en plan. Ainsi, un bord est constitué d'une chaîne de particules dotée d'une cohésion interparticulaire. La loi de contact de deux particules de géotextile en compression est de type élastique dans la direction normale et élastoplastique dans la direction tangentielle. On reconnaît cependant que ce phénomène n'est pas physiquement pertinent et qu'il ne se produit jamais. En traction, la loi est de type élastique fragile dans la direction normale, et la valeur de rupture en traction de deux particules a été fixée à 25 kN (résistance ultime à la traction d'une bande de géotextile M3S®).

Concernant la loi d'attraction, elle simule l'effort de confinement induit par une alvéole remplie d'un matériau granulaire. En effet, lorsque l'on se place dans le plan d'une nappe, le géotextile entoure

complètement le matériau granulaire. Lorsque l'on effectue une coupe verticale d'une cellule, comme c'est le cas ici, on ne distingue alors que deux bords diamétralement opposés de l'alvéole. Ces deux bords étant reliés mécaniquement par le géotextile, il est nécessaire de simuler cette liaison mécanique. Ici, la loi régissant cette liaison a été simplifiée en une loi purement élastique. Cette loi est caractérisée comme suit :

- à l'équilibre, deux particules diamétralement opposées sont distantes de $d_0 = 5,5$ cm,
- on pose $D(t) = [d(t) - d_0]$, avec $d(t)$ la distance séparant deux particules diamétralement opposées au cours du temps,
- la force d'attraction $F(t)$ reliant les deux particules diamétralement opposées est alors définie comme suit :

$$F(t) = D(t).k_{eq} \text{ pour } \alpha(t) > 0 \quad (E 47)$$

$$F(t) = 0 \quad \text{pour } \alpha(t) < 0 \quad (E 48)$$

où k_{eq} correspond à la raideur équivalente reliant deux particules de géotextile diamétralement opposées,

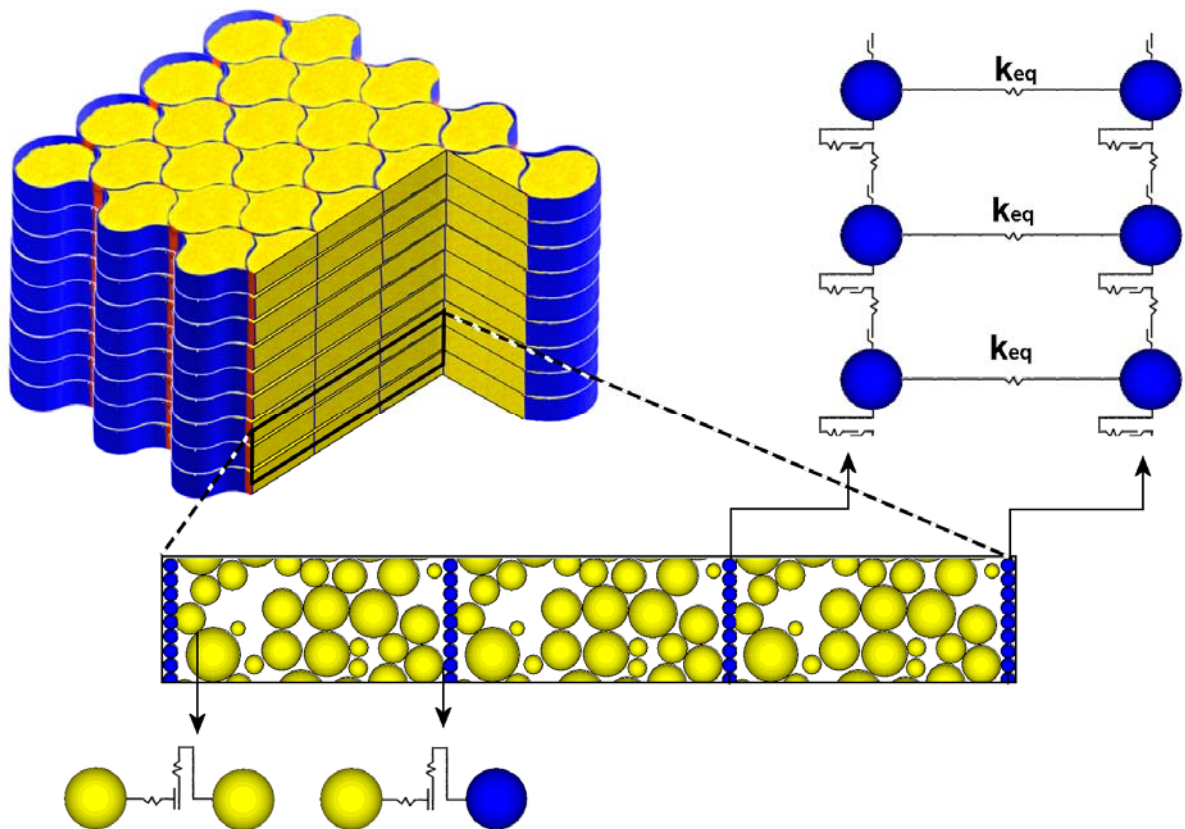


Figure 69. Modélisation discrète d'un ouvrage en vue de profil.

On souligne ici les limites de cette loi :

- on considère que le comportement en traction reliant deux particules diamétralement opposées est purement linéaire ;
- on ne tient pas compte de l'effort de rappel lié à la déformation selon un effet membrane de la nappe alvéolaire ;
- la capacité des liaisons intercellulaires à se rompre comme dans le modèle « vue en plan » n'est pas prise en compte.

Les particules étant ici modélisées comme des cylindres de longueur unitaire, le modèle 2D ainsi obtenu peut être représenté dans l'espace comme une structure « en mille-feuille » comme le montre la figure 70.

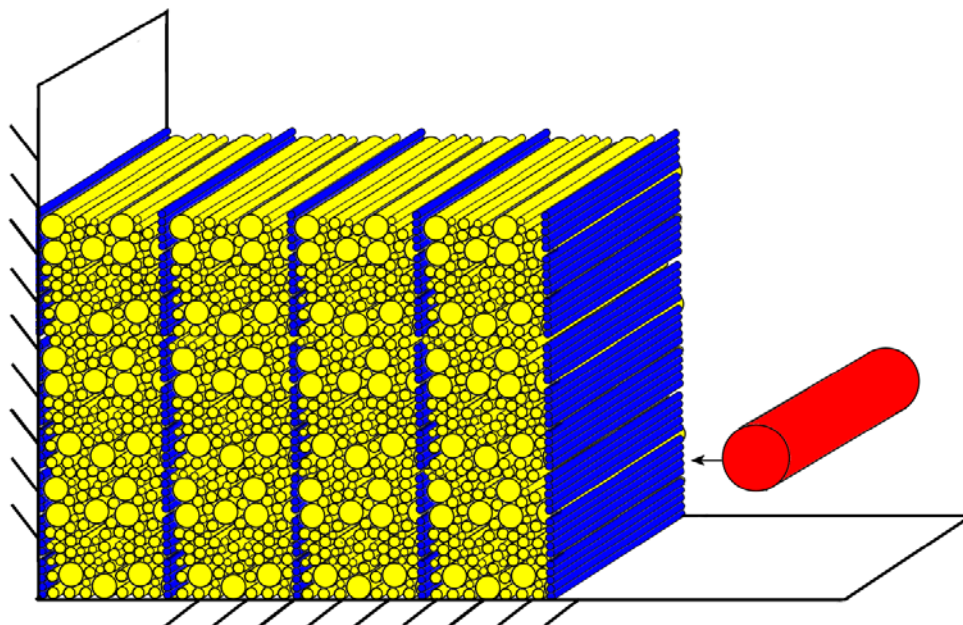


Figure 70. Représentation dans l'espace de la modélisation 2D de l'impact sur un ouvrage en vue de profil.

Le tableau suivant présente les caractéristiques du géotextile modélisé.

TYPE DE GEOTEXTILE	ρ_{GEO} [kg/m ³]	r_{GEO} [mm]	$k_{n,GEO} = k_{s,GEO}$ [N/m]	$n_{b,GEO} = s_{b,GEO}$ [N/m]	μ_{GEO} [-]	k_{eq} [N/m]
Géotextile de base	300	0,75	$1,11 \cdot 10^8$	$25 \cdot 10^3$	0,7	$5 \cdot 10^4$

Tableau 17. Caractéristiques du géotextile modélisé.

5.2.3. Matériau impactant

L'impactant est défini comme un cylindre de 5 cm de diamètre, soit la hauteur de 2 lits d'alvéoles. Il est doté d'une loi de contact de type élastique selon la direction normale et élastoplastique dans la direction tangentielle. Il a été fait le choix d'une vitesse d'impact purement horizontale de 5m/s ou de 10m/s, ce qui correspond à des ordres de grandeurs reproductibles sur le plan expérimental. La hauteur d'impact h_{imp} a été prise légèrement en dessous de la moitié de la hauteur de l'ouvrage impacté afin de pouvoir évaluer la réponse mécanique au dessous et au dessus du plan horizontal d'impact.

Le tableau suivant présente les caractéristiques des différents impactants modélisés.

TYPE D'IMPACTANT	ρ_{IMP} [kg/m ³]	r_{IMP} [mm]	$k_{n,IMP} = k_{s,IMP}$ [N/m]	μ_{IMP} [-]	v_{IMP} [m/s]	h_{IMP} [cm]
Impactant de base	7800	25	10^{10}	0,0	5	17,5
Impactant rapide	7800	25	10^{10}	0,0	10	17,5
Impactant frottant	7800	25	10^{10}	1,0	5	17,5

Tableau 18. Caractéristiques des impactants modélisés.

5.2.4. Autre combinaison de matériaux

Une autre combinaison de matériaux a été testée au préalable, caractérisée par une taille des particules plus importantes ainsi qu'une vitesse et un rayon différent de l'impactant. L'étude de cette combinaison a trois objectifs:

- réduire le nombre de particules à environ 8000 afin de réduire la durée d'une simulation à environ 1 journée (pour les précédentes configurations, il faut compter 35 000 particules pour 4 jours), ce qui permettait de tester rapidement le modèle ;
- permettre d'évaluer l'influence de la présence ou non d'un mur à l'arrière de l'ouvrage ;
- évaluer l'incidence du coefficient de minoration du pas de temps critique.

Concernant les caractéristiques de chaque matériau, celles-ci présentent les mêmes ordres de grandeur que pour les matériaux présentés précédemment (à l'exception de la taille des particules). Compte tenu du changement de taille des particules de géotextile, les raideurs sont elles aussi changées afin de reproduire la même rigidité macroscopique d'une vraie bande de géotextile ($8,3 \cdot 10^5$ N/m). On précise aussi que les caractéristiques de l'impactant résultent en fait d'une possible expérimentation d'impact sur modèle réduit par le biais d'un pendule en acier. Les caractéristiques de ce pendule (boule en acier de 15 cm de diamètre) et l'angle de lâcher initial avec la verticale conduisent à une vitesse d'impact de 2,43 m/s.

Le sol dit « fragmentable » correspond à une simulation prenant en compte une capacité de fragmentation des particules de sol. La modélisation de ce phénomène se voulait simple pour approcher son influence sur la réponse. Pour chaque particule i soumise à une interpénétration d' $1/500^e$ de son rayon, on remplace la particule i par 4 particules identiques i_1, i_2, i_3 et i_4 contenues dans le même volume, présentant la même masse totale et la même énergie cinétique que la particule i avant fragmentation.

L'ensemble des caractéristiques des matériaux (indités « simple » pour les distinguer des précédents matériaux) est récapitulé dans les tableaux suivants :

TYPE DE SOL	ρ_{SOL} [kg/m ³]	r_{min}/r_{max} [mm]	$k_{n,SOL}; k_{s,SOL}$ [N/m]	μ_{SOL} [-]	e [-]
Sol « simple »	2700	2,5 / 5	$10^9; 0,5 \cdot 10^9$	0,7	0,23
Sol fragmentable	2700	2,5 / 5	$10^9; 0,5 \cdot 10^9$	0,7	0,23

Tableau 19. Caractéristiques du sol « simple » modélisé.

TYPE DE GEOTEXTILE	ρ_{GEO} [kg/m ³]	r_{GEO} [mm]	$k_{n,GEO} = k_{s,GEO}$ [N/m]	μ_{GEO} [-]	$n_{b,GEO} = s_{b,GEO}$ [N/m]	k_{eq} [N/m]
Géotextile « simple »	300	2,5	$3,33 \cdot 10^7$	0,7	$25 \cdot 10^3$	$5 \cdot 10^4$

Tableau 20. Caractéristiques du géotextile « simple » modélisé.

TYPE D'IMPACTANT	ρ_{IMP} [kg/m ³]	r_{IMP} [mm]	$k_{n,IMP} = k_{s,IMP}$ [N/m]	μ_{IMP} [-]	v_{IMP} [m/s]	h_{IMP} [cm]
Impactant « simple »	7800	75	10^{10}	0,0	2,43	17,5

Tableau 21. Caractéristiques de l'impactant « simple » modélisé.

5.3. Protocole et mesures

5.3.1. Hypothèses générales sur le modèle

Le présent modèle correspond à l'impact d'un cylindre sur un empilement de 20 nappes de géotextile confinant un matériau granulaire. Les hypothèses générales concernant ce modèle sont les suivantes :

- l'impact est observé selon une vue en profil d'un massif ;
- le massif repose sur un élément paroi horizontale. Une autre paroi verticale est disposée à l'arrière du massif et chacun d'entre elles est rigide frottante ;
- on considère un effort de gravité dans la direction verticale ;
- chaque nappe (identifiée par une couleur distincte sur les figures) est constituée du même matériau granulaire ;
- le contact mécanique présent entre chaque nappe provient uniquement de la rigidité et du frottement des particules de sol. Aucun paramètre de cohésion n'a été introduit entre les particules de géotextile de deux nappes différentes ;
- la valeur de k_{eq} reliant deux bords d'une même cellule a été fixée à un ordre de grandeur de 10^4 N/m sur la base d'une simulation que nous qualifierons « essai de gonflement »

Cette simulation illustrée sur la figure 71 consiste à générer un ensemble de cellules remplies de sol. Une particule située en position centrale voit ensuite sa taille augmenter au cours du temps. On mesure ensuite, pour différentes particules de géotextile diamétralement opposées de la cellule centrale, leur écartement ainsi que la résultante des forces qui leur est appliquée. La pente des courbes des efforts en fonction des écartements (cf. figure 71 droite) permet de déduire la valeur de k_{eq} .

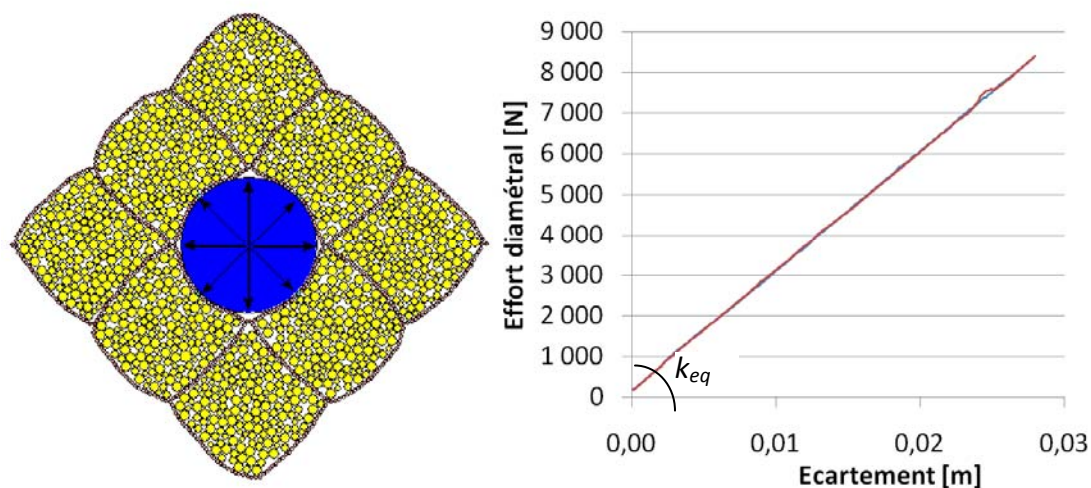


Figure 71. Détermination de l'ordre de grandeur de k_{eq} : (gauche) Illustration d'un essai de gonflement (droite) Exemple de courbes {effort-écartement} obtenues pour quatre couples de particules diamétralement opposées.

5.3.2. Mesures effectuées

Chaque variation par rapport à la configuration de base (sol de base, géotextile de base et impactant de base) a donné lieu à une simulation différente. A partir de l'ensemble de ces modélisations, ont été étudiés :

- la cinématique d'impact à partir du suivi du champ de déplacements au cours de l'impact ;
- l'enfoncement et la vitesse de l'impactant au cours du temps.

5.4. Analyse des résultats

5.4.1. Cinématique d'impact

5.4.1.1. Zone de mobilité

L'ensemble des simulations a présenté la même cinématique de déformation et de ruine. Au début de l'impact, l'impactant pénètre dans l'ouvrage et comprime les particules de sol à proximité. Du fait de cette compression, les particules entrent alors en mouvement et viennent « combler » les espaces vides du milieu, on observe alors localement une densification du milieu qui se propage à mesure que l'on s'éloigne de l'impactant. Trois zones peuvent être cinématiquement distinguées (cf. figure 72).

Concernant la zone Z1, du fait de la condition limite d'une paroi rigide au niveau de la base de l'ouvrage, les particules situées sous le plan horizontal d'impact ne peuvent se déplacer vers le bas et se déplacent donc vers l'avant de l'ouvrage en venant « gonfler » le géotextile les confinant (comme si le matériau était refoulé à l'extérieur). Rapidement, la zone Z1 se densifie et devient alors un bloc quasi-immobile durant toute la suite du phénomène d'impact. Lorsque la zone Z1 est dans son état le plus dense, elle empêche la migration des particules vers le bas. Face à l'enfoncement de l'impactant, ces dernières ne peuvent alors se déplacer que dans deux directions, soit vers l'arrière de l'ouvrage (zone Z2) soit vers la partie supérieure de celui-ci (zone Z3). Dans le cas où aucune paroi n'est disposée à l'arrière de l'ouvrage (cf. figure 72 gauche), la mobilité des particules est possible tout au long de la durée du phénomène d'impact dans cette zone et elle induit une déformation selon un effet membrane à l'arrière de l'ouvrage. Dans le cas où une paroi est présente à l'arrière de l'ouvrage (cf. figure 72 droite), la zone de mobilité des particules se limite à la partie supérieure du mur (zone Z3) et met ainsi en évidence l'apparition d'un coin de Coulomb.

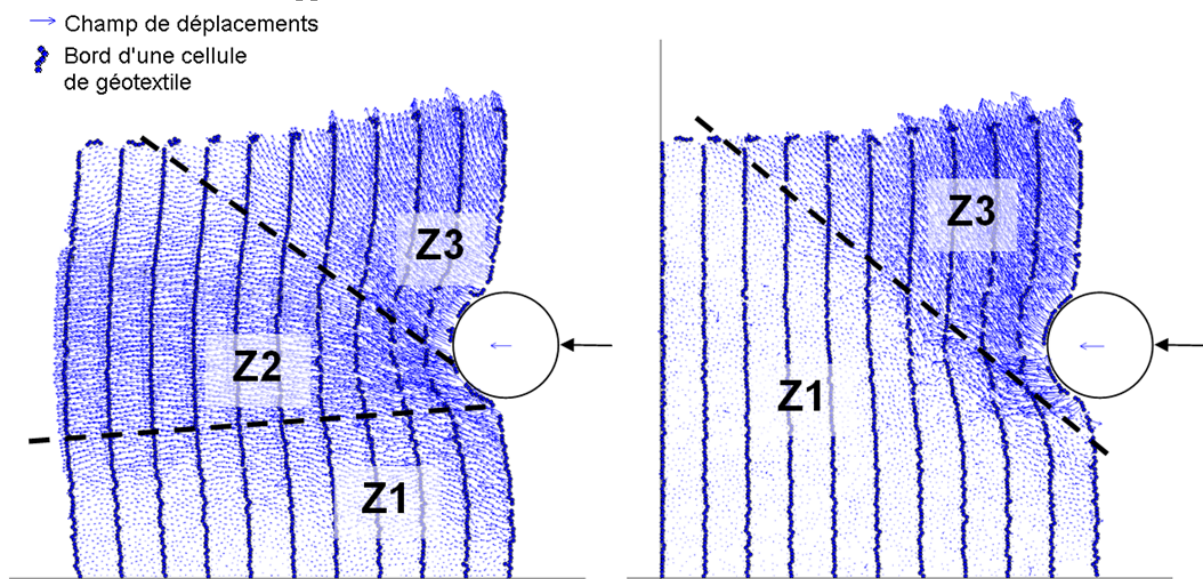


Figure 72. (gauche) Identification des 3 zones de mobilité sans paroi à l'arrière - (droite) avec une paroi à l'arrière

5.4.1.2. Etat final de déformation et mode de ruine

Lorsque l'impact est entièrement amorti par l'ouvrage, l'impactant rebondit. On observe alors que l'ouvrage se déforme de manière très homogène puisque la superposition des lits reste intacte. Aucun lit n'a rompu ou n'a glissé l'un par rapport à l'autre. Si l'on observe l'ensemble des bords de chaque alvéole, on retrouve cette idée de « déformation homogénéisée ». On remarque enfin qu'à l'état de déformation final, l'ouvrage conserve sa stabilité malgré des inclinaisons plus ou moins importantes (cf. figure 73).

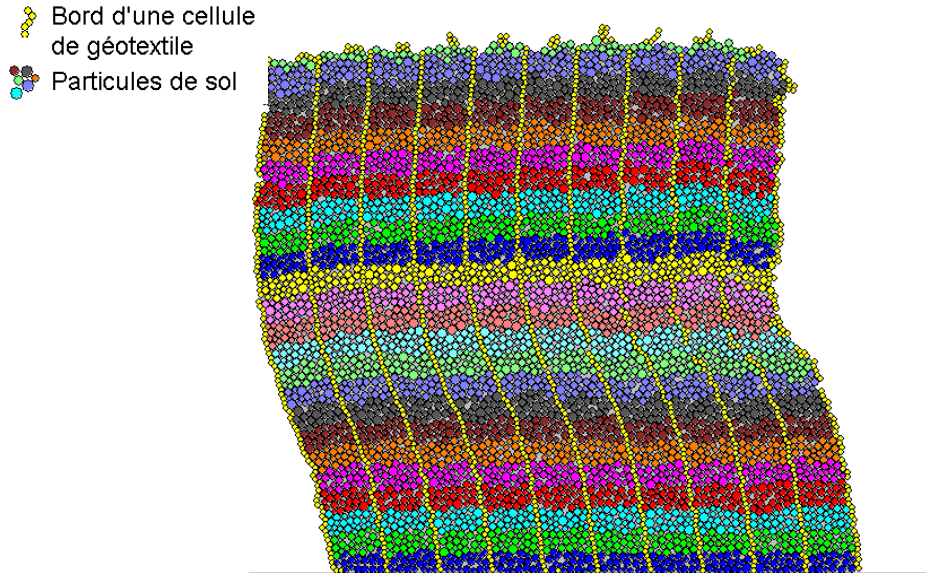


Figure 73. Etat final de déformation d'un ouvrage impacté sans paroi à l'arrière.

En revanche, pour des impacts trop forts, l'ouvrage se coupe en deux le long d'un plan. Dans le cas d'un impactant de taille réduite par rapport à celle de l'ouvrage, on observe un cisaillement de celui-ci le long du plan d'impact (cf. figure 74 gauche). Dans le cas d'un impactant de taille plus importante pouvant se retrouver « piéger » à l'intérieur de l'ouvrage, on observe alors un glissement des lits en zone supérieure vers l'avant de l'ouvrage (cf. figure 74 droite). On notera cependant que le glissement des lits supérieurs par rapport à la zone inférieure est probablement dû à un frottement faible à l'interface de 2 lits d'alvéoles (induit entre autre par la modélisation bidimensionnelle). La zone des lits ayant peu bougé à l'arrière de l'ouvrage, on pourrait s'attendre dans la réalité à ce que cette zone suffise à jouer le rôle d'ancrage pour l'avant des lits menaçant de glisser vers l'avant de l'ouvrage.

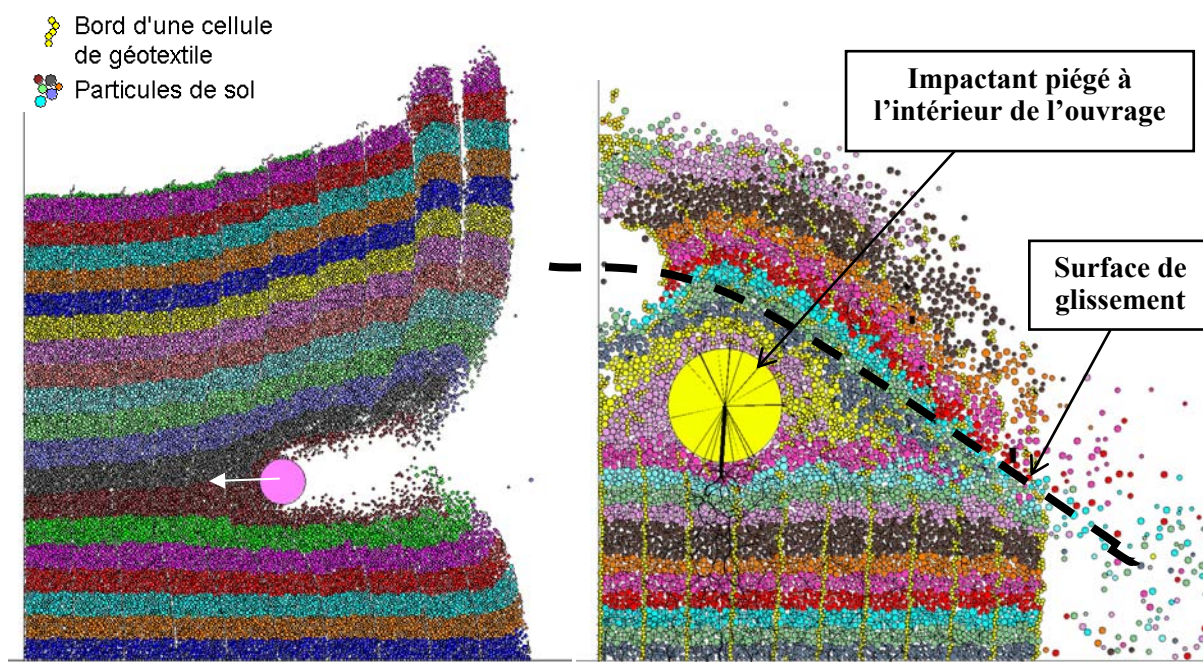


Figure 74. (gauche) Ruine d'un ouvrage bloqué à l'arrière par cisaillement entre 2 lits d'alvéoles - (droite) Ruine d'un ouvrage bloqué à l'arrière par glissement des lits en zone supérieure (au-dessus de la ligne en pointillés) par rapport à la zone inférieure immobile (au-dessous de la ligne en pointillés).

5.4.1.3. Homogénéisation de la réponse mécanique

Dans toutes les modélisations, aucune loi d'attraction n'a été intégrée entre les lits d'alvéoles, la seule loi de contact est le frottement interparticulaire. Ce qui signifie que chaque lit peut glisser l'un par rapport à son voisin. Malgré cela, on observe une répartition très homogène des déformations, quelque soit la configuration d'impact. Cette « continuité » mécanique au sein de l'ouvrage est en fait assurée par le frottement entre les particules de sol confinées par le géotextile. Par conséquent, chaque lit se comporte comme une bande caractérisée par :

- une épaisseur correspondant à la hauteur du lit ;
- une cohésion apparente due aux bords de cellules de géotextile tous en interaction au sein du lit ;
- une interface frottante par l'intermédiaire des particules de sol constituant chaque lit.

5.4.2. Influence du pas de temps

Comme expliqué dans le chapitre 3, le cycle de calcul de PFC a une durée correspondante à un pas de temps noté Δt_{crit} . Ce pas de temps est ensuite pondéré par un coefficient minorateur saisi par l'utilisateur que l'on notera d_t . Δt_{crit} est déterminé par le logiciel comme une fonction de la masse et de la raideur d'une particule. Ainsi au cours d'un pas de temps donné Δt_{crit} , le déplacement Δl d'une particule est alors déterminé par la relation :

$$\Delta l = d_t \cdot \Delta t_{crit} \cdot v \quad (E 49)$$

où v est la vitesse moyenne d'une particule au cours du pas de temps Δt_{crit} .

Ce qui signifie que pour des vitesses de déplacement très élevées (ce qui est possible lorsque l'on a un impactant percutant une particule de sol d'un rayon 25 fois plus petit), les déplacements Δl engendrés peuvent induire des interpénétrations très importantes, et donc la possibilité d'observer des phénomènes aberrants (chevauchement total de deux particules, une particule traversant une autre particule...). On rappelle qu'une des hypothèses de la dynamique moléculaire est de considérer une interpénétration faible des particules.

Cette question du pas de temps pondéré ($d_t \cdot \Delta t_{crit}$) est importante puisque plus on élève le coefficient mineurateur d_t , plus le temps de résolution des simulations est long. Dans notre objectif de trouver un compromis entre temps de calcul et pertinence des résultats, il apparaît important de s'intéresser à ce paramètre.

Afin d'évaluer l'influence de ce pas de temps pondéré sur les résultats, trois simulations d'impact ont été effectuées en utilisant la combinaison « simple » des matériaux. Chacune d'entre elles se distingue par le coefficient de sécurité d_t imposé. Les valeurs du coefficient mineurateur sont prises égales à 0,5, 0,05 et 0,005. On compare alors l'évolution de l'enfoncement et de la **valeur absolue** de la vitesse de l'impactant au cours du temps. Les résultats sont présentés sur la figure 75.

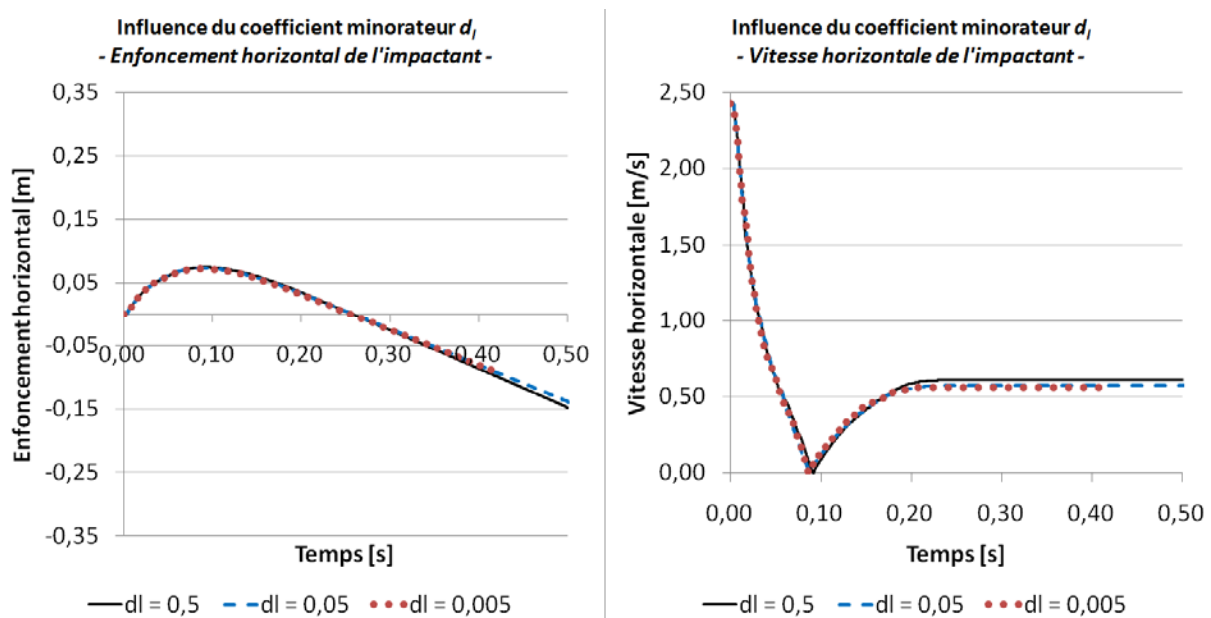


Figure 75. Influence du coefficient mineurateur d_t appliqué au pas de temps critique Δt_{crit} .

On suppose que plus le pas de temps est faible, plus le modèle converge vers un état d'équilibre proche de « l'exactitude ». On retient ainsi la valeur de 0,005 comme celle conduisant à un tel état d'équilibre. On note :

- un écart sur la valeur de l'enfoncement horizontal maximal de 1,2 % entre $d_t = 0,05$ et $d_t = 0,005$, et de 2,6 % entre $d_t = 0,5$ et $d_t = 0,005$;
- un écart sur la valeur de la vitesse finale après rebond de 1,9 % entre $d_t = 0,05$ et $d_t = 0,005$, et de 8,5 % entre $d_t = 0,5$ et $d_t = 0,005$.

Compte tenu de notre stratégie de modélisation visant avant tout un objectif qualitatif et un temps de modélisation satisfaisant, cette erreur de 8,5 % a été considérée comme acceptable. C'est pourquoi l'ensemble des simulations qui suit a été effectué avec un coefficient mineurateur de 0,5 appliqué à Δt_{crit} .

5.4.3. Enfoncement et vitesse horizontale de l'impactant

Concernant la cinématique de l'impactant, plusieurs simulations ont été effectuées afin d'évaluer l'influence sur l'enfoncement et la vitesse de l'impactant :

- de la raideur interparticulaire du sol ;
- de la présence ou non d'un frottement interparticulaire de l'impactant ;
- de la vitesse initiale d'impact ;
- de la masse volumique du sol avec les valeurs 2700 kg/m^3 , 1000 kg/m^3 , 500 kg/m^3 .

La configuration dite de base est constituée du « sol de base », du « géotextile de base » et de « l'impactant de base » présentés dans les tableaux précédents.

Pour l'ensemble des résultats obtenus, on peut observer deux phases dans les courbes d'évolution de la vitesse horizontale d'impact. La première s'étend de $t = 0 \text{ ms}$ à environ $t = 9 \text{ ms}$ où l'on observe une diminution rapide et quasi-linéaire de la vitesse. Durant la seconde phase qui s'étend au-delà de $t = 9 \text{ ms}$, la vitesse diminue moins rapidement mais toujours de manière quasi-linéaire.

Une variation sur la raideur interparticulaire du sol (10^8 N/m au lieu de 10^9 N/m) n'affecte presque pas les courbes d'enfoncement et de vitesse au cours du temps. Les courbes de résultats obtenues sont présentées en figure 76.

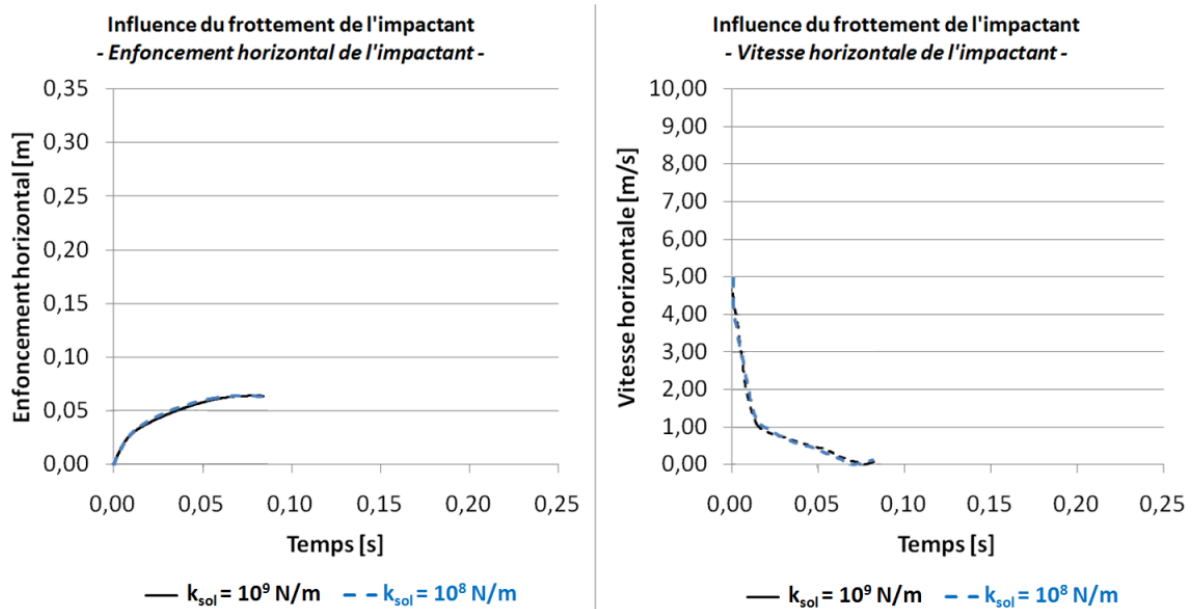


Figure 76. Influence de la raideur interparticulaire du sol.

La présence d'un frottement au niveau de l'impactant ($\mu = 1,0$ au lieu $\mu = 0,0$) induit quant à elle une très légère diminution de l'enfoncement maximal de l'impactant comme le montre la figure 77.

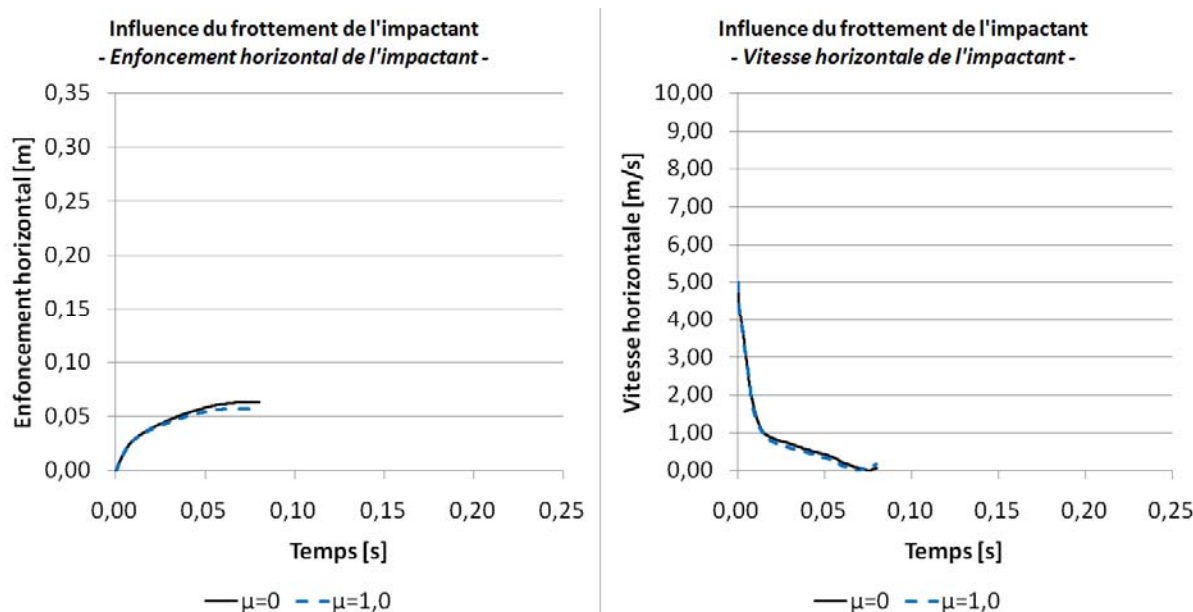


Figure 77. Influence de la présence d'un frottement interparticulaire au niveau de l'impactant.

En revanche, la variation de la vitesse initiale d'impact de 5 m/s à 10 m/s engendre un enfoncement 2,5 fois plus important. Concernant ce paramètre, on retrouve toujours cette distinction en « 2 phases » de l'évolution de la courbe de vitesse. On notera d'ailleurs que la diminution de la vitesse au cours de cette première phase est d'autant plus importante que la vitesse d'impact est élevée (cf. figure 78).

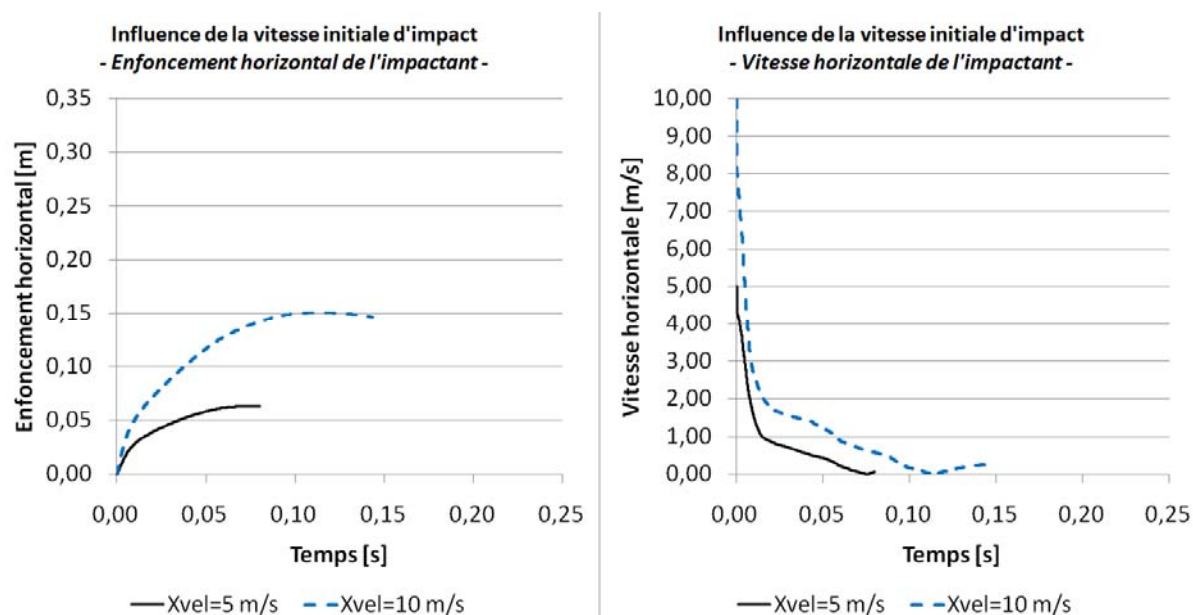


Figure 78. Influence de la vitesse initiale d'impact.

Un paramètre très influent est la masse volumique du sol. Une diminution de celle-ci en passant de 2700 kg/m³ à 500 kg/m³ induit un enfoncement maximal 6 fois moins important et raccourcit légèrement la durée de la première phase d'évolution de la vitesse de l'impactant au cours du temps. On remarquera cependant que durant la deuxième phase d'évolution de la vitesse, celle-ci diminue linéairement toujours selon la même « pente » quelque soit la valeur de la masse volumique du sol (cf. figure 79).

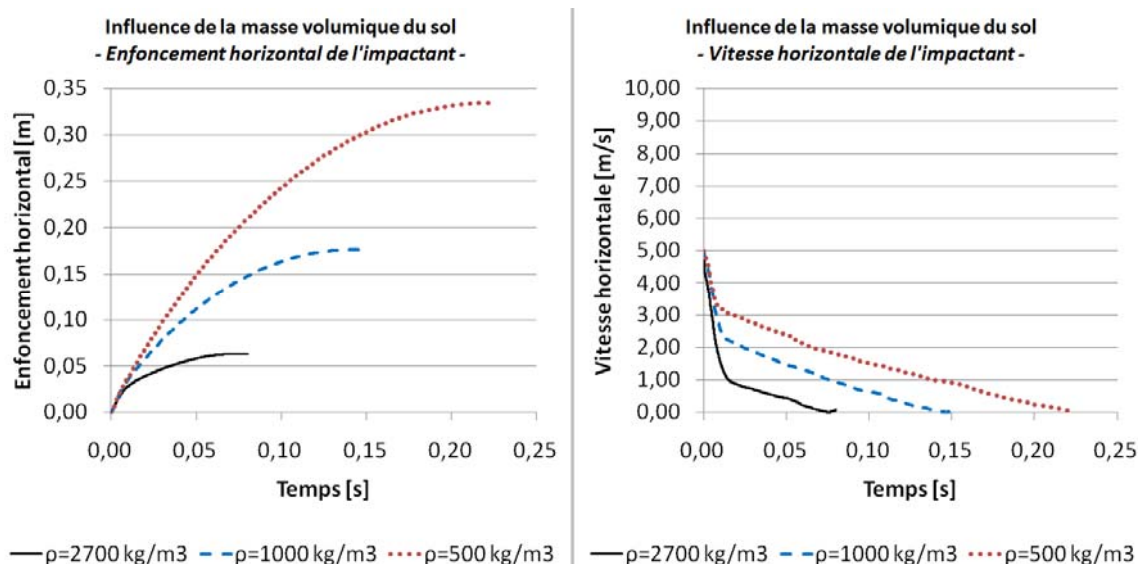


Figure 79. Influence de la masse volumique du sol.

5.4.4. Fragmentation du matériau

L'étude de cette caractéristique n'a pas été détaillée dans ce rapport mais s'appuie sur des observations bibliographiques [LAM 07], sur notre expérience professionnelle ainsi que sur des simulations numériques sommaires que nous avons effectué au cours de notre exploration de différentes pistes. Il s'avère que des matériaux particuliers comme l'argile expansée présente une capacité de fragmentation importante lorsque les efforts de contraintes qui lui sont appliquée dépassent un certain seuil. Ceci se traduit ainsi par une réduction importante du volume du matériau et reproduit au sein même des particules, la même forme de dissipation d'énergie que lors d'un réagencement du milieu granulaire. Ce phénomène a aussi été observé lors de la fracturation des granulats gabions impactés lors des expériences menées par Lambert [LAM 07]. De plus, nous avons observé que les zones où les contraintes sont les plus élevées sont localisées au niveau de la zone située à l'arrière de l'impactant (cf. figure 80, zone de fragmentation des particules) et lors du début du phénomène d'impact, avant que le coin de Coulomb ne se soulève entièrement. Durant cette phase de compression du milieu, une fragmentation des particules peut se produire, retardant la mise en mouvement du coin de Coulomb tout en présentant une décélération de l'impactant beaucoup plus faible. La figure 81 compare les courbes d'évolution de la vitesse horizontale de l'impactant pour deux modèles strictement identiques à l'exception de la capacité de fragmentation des particules intégrée dans l'un des deux.

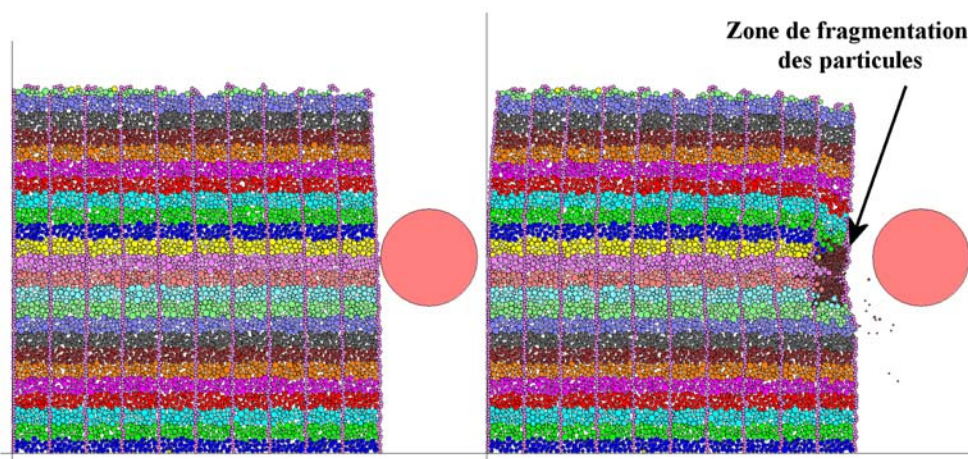


Figure 80. Modélisation d'un impact sur matériau doté d'une capacité de fragmentation avant et après impact.

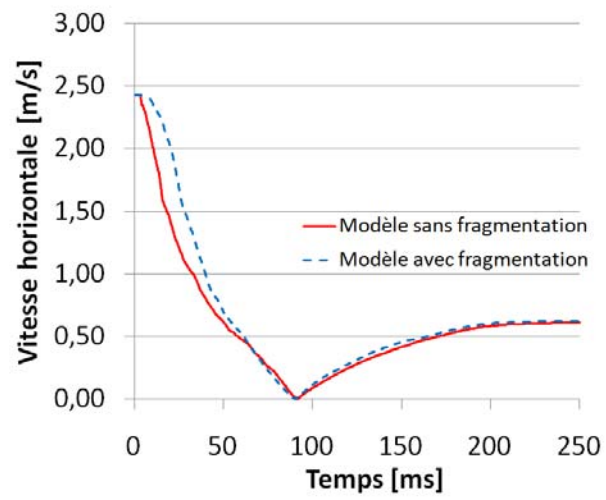


Figure 81. Comparaison de l'évolution de la vitesse horizontale d'impact entre deux modèles avec et sans prise en compte de la fragmentation.

5.5. Conclusion

Ce chapitre vient compléter les observations et les résultats issus de la modélisation numérique précédente en proposant cette fois d'étudier la réponse mécanique d'un ouvrage impacté selon une vue de profil. Un tel plan de sollicitation permet d'intégrer une force de pesanteur et d'appréhender le comportement mécanique d'un empilement de plusieurs nappes alvéolaires.

A partir de l'ensemble des résultats, on constate que le paramètre de frottement interparticulaire du sol μ , comme pour le modèle vue en plan, a une forte influence sur la réponse mécanique. Il en est aussi de même pour la masse volumique qui joue un rôle important dans la masse du coin de Coulomb soulevé lors de l'impact, transformant ainsi l'énergie cinétique apportée par l'impactant en énergie potentielle de pesanteur. Une méthode de modélisation du géotextile en vue de profil a été proposée en approchant la liaison mécanique reliant deux bords diamétralement opposés d'une même cellule par une loi d'attraction élastique linéaire. Ce dernier matériau joue là encore un rôle majeur, non seulement dans l'homogénéisation des déformations de l'ensemble de l'ouvrage mais aussi pour garantir une stabilité de celui-ci, même pour des déformations importantes.

Conclusions de la seconde partie

Cette seconde partie a présenté l'approche numérique préliminaire ayant pour but d'aider à anticiper les principaux mécanismes et phénomènes susceptibles de se produire lors des expériences d'impacts sur modèles réduits.

Envisager une approche numérique implique de choisir une méthode de modélisation entre celles associées aux milieux continus permettant de simuler en des temps raisonnables des expériences de grande taille et celles associées aux milieux discrets plus aptes à étudier des mécanismes de grandes déformations et ce même au-delà de la ruine. Il a ainsi été fait le choix de recourir à cette deuxième méthode via le logiciel PFC2D®. La méthode de calcul de ce logiciel ainsi que les paramètres impliqués dans son fonctionnement (paramètres morphologiques et mécaniques des particules, gestion du temps) ont été présentés. La modélisation des matériaux relatifs à notre problématique (sol, géotextile, impactant et lois d'interfaces) a ensuite été décrite.

Deux modèles numériques ont ensuite été développés. Un modèle vu en plan et un modèle vu de profil. A partir de l'ensemble des simulations réalisées pour ces deux modèles, on peut dresser deux types de remarques, le premier relevant de la cinématique d'impact et l'autre concernant l'influence des caractéristiques micromécaniques des matériaux constitutifs du modèle.

D'un point de vue cinématique, le modèle vu en plan a permis d'observer une déformation selon un effet membrane d'une nappe alvéolaire soumise à un impact. De même pour le modèle vu de profil où les déformations dans la direction verticale sont réparties progressivement, et ce malgré une relation mécanique entre les lits d'alvéoles uniquement de type frottant. De telles observations associées à l'identification et au déplacement d'un coin de Coulomb lors d'une sollicitation d'impact traduisent une homogénéité du comportement mécanique du complexe sol-géotextile alvéolaire sous sollicitation. En dépit du passage au domaine de la dynamique rapide, cette caractéristique d'homogénéité observée dans les travaux précédents de Reiffsteck ou de Racana sous sollicitations pseudo-statiques reste donc valable.

D'un point de vue mécanique, on a pu constater que la résistance en traction du complexe sol renforcé provient du géotextile alvéolaire. Ce dernier joue ainsi le rôle de container à un matériau granulaire qui a pour principale fonction de dissiper de l'énergie par réarrangement des particules ainsi que par frottement interparticulaire. Le paramètre de frottement joue donc un rôle prépondérant de dissipation tandis que la masse volumique des particules intervient de manière importante dans le poids du volume d'ouvrage soulevé lors de l'impact (coin de Coulomb). De la même manière que l'élasticité des particules de sol ou du géotextile dans le plan d'impact, la mobilité de ce coin de Coulomb joue le rôle d'un « condensateur » venant stocker et convertir l'énergie cinétique d'impact en énergie potentielle de pesanteur avant de la restituer en partie à l'impactant et en partie au reste de l'ouvrage. La part élastique du géotextile garantit quant à elle l'intégrité de l'ouvrage malgré des déformations importantes, que ce soit dans le plan où la déformation selon un effet membrane disparaît en partie après l'impact ou de profil avec le quasi-retour à la position initiale du coin de Coulomb soulevé.

Le tableau suivant présente une synthèse des différents paramètres considérés comme les plus influents :

Paramètre influent	Remarques	Influence
Frottement macroscopique du sol	Principale source de dissipation de l'énergie d'impact.	+++
Rupture des liaisons intercellulaires	Permet un enfoncement plus important de l'impactant dans l'ouvrage tout en augmentant la dissipation de l'énergie d'impact.	++
Masse volumique du sol	Intervient dans le poids du coin de Coulomb soulevé par l'impactant et diminue son enfoncement dans l'ouvrage.	+

L'ensemble des résultats issus de cette partie doit ainsi être pris en compte dans la réalisation d'une expérience d'impacts sur modèles réduits, que ce soit pour suggérer les caractéristiques des matériaux constitutifs du sol et du renforcement ou pour définir la sollicitation d'impact. La phase expérimentale a pour but d'affiner voire de corriger les modèles numériques élaborés, et ce, dans le but de pouvoir proposer une réponse pertinente à la problématique posée. Ces étapes font l'objet de la partie suivante.

Troisième partie – Approche expérimentale, calage et perspectives

Chapitre 6. Expériences d'impacts sur modèles réduits

6.1. Introduction

Compte tenu des nombreuses hypothèses émises pour élaborer les deux modèles numériques précédemment présentés, l'approche expérimentale s'avère indispensable pour évaluer la pertinence des observations découlant de ces modèles. Ce chapitre présente dans un premier temps un ensemble de remarques préalables précisant le contexte et les objectifs de cette approche expérimentale par le biais de deux essais d'impacts sur des ouvrages modèles réduits. Ensuite, on s'appuiera sur la théorie des lois de similitude pour compléter les résultats issus des modélisations numériques et affiner notre choix des matériaux constitutifs des expériences. Les étapes de réalisation de ces dernières seront enfin présentées ainsi que l'analyse des résultats qui en ont découlé.

6.2. Contexte et objectifs de l'expérience

6.2.1. Choix d'une expérience sur modèles réduits

S'engager dans une approche expérimentale nous a conduits à envisager plusieurs solutions.

Dans un premier temps, une expérimentation à échelle 1 paraissait être pertinente pour apporter une réponse à la problématique en configuration réelle. Cependant elle comportait quelques inconvénients. Réaliser un ouvrage en vraie grandeur, instrumenter ce mur ainsi que le véhicule afin de contrôler l'impact, et surtout, disposer d'une zone d'essai sécurisée et adaptée à une telle expérience nécessitait des moyens techniques et financiers importants. Par ailleurs, les résultats issus des simulations numériques relevaient surtout de l'ordre « qualitatif » et ne reposaient que sur des hypothèses, il était alors impossible d'évaluer avec précision les zones qui justifieraient une instrumentation adaptée. De ce fait, il était regrettable d'investir dans une expérimentation à grande échelle sans pouvoir rentabiliser l'investissement qu'elle demandait de façon optimale. Enfin, dès lors que l'on envisageait de tester plusieurs configurations, ces difficultés étaient logiquement multipliées.

En revanche des essais sur modèles réduits se sont avérés intéressants. D'une part en raison de l'échelle permettant une réalisation plus rapide, envisager de tester plusieurs ouvrages et disposer d'une zone d'essai adaptée et maîtrisée compte tenu de sa taille réduite s'avérait possible. D'autre part, les essais sur modèles réduits déjà effectués par Reiffsteck puis Racana s'étaient révélés très pertinents pour valider les déformations ainsi que le mode de ruine d'un ouvrage soumis à une sollicitation mécanique. L'objectif de l'approche expérimentale étant de confirmer les observations issues des modèles numériques, c'est cette solution qui a été retenue.

6.2.2. Choix de l'impactant

Le choix de réaliser des expériences sur modèles réduits posait bien entendu la question de l'impactant et deux perspectives étaient envisageables. La première consistait à réaliser un pendule équipé d'une masse en acier venant impacter l'ouvrage. L'autre consistait à réaliser un impact par le biais d'un véhicule modèle réduit radiocommandé.

La solution du pendule paraissait comme la solution la plus simple à mettre en œuvre et dont les conditions d'impact étaient plus faciles à maîtriser. Néanmoins, cela posait aussi la question d'une limitation de l'énergie d'impact fonction des caractéristiques du pendule ainsi que des caractéristiques de la masse impactante (longueur du bras, angle de lâcher, masse...).

La solution du véhicule radiocommandé nécessitait une mise en œuvre plus sophistiquée et surtout la prise en main d'un domaine de compétences complexes et inconnu que sont les modèles réduits radiocommandés. En revanche, même pour des faibles masses de véhicules (2 à 3 kg), les vitesses d'impact plus élevées (10 à 30 m/s) permettaient une gamme d'énergies d'impact plus élevée. Par ailleurs, l'enregistrement vidéo d'une telle expérimentation est indéniablement beaucoup plus efficace

en termes de communication concernant les perspectives de recherche et d'applications industrielles du présent travail, que ce soit sur le plan scientifique ou sur le plan commercial.

Bien qu'il ait finalement été convenu de recourir à un impactant radiocommandé dans cette approche expérimentale, la solution de type pendule est apparue comme une alternative intéressante dans la perspective de futurs essais expérimentaux sur modèles réduits.

6.2.3. Essais sur deux configurations

Parmi les avantages d'avoir recours aux modèles réduits, leur plus grande facilité de mise en œuvre a permis la réalisation de deux configurations différentes reposant sur la variation d'un élément constitutif de l'ouvrage afin d'en étudier l'influence sur la réponse mécanique à l'impact. Parmi tous les paramètres envisagés, il a finalement été décidé d'effectuer une variation sur le type de matériau utilisé pour constituer le renforcement alvéolaire, en s'inspirant notamment de cette question déjà abordée dans les travaux de Racana [RAC 02]. Ce dernier avait retenu un matériau plastique et un papier dans ses essais sur modèles réduits. Ce choix de matériaux s'explique notamment en raison de la grande différence de comportement mécanique. Le papier est un matériau très rigide dont la rupture est fragile. A l'opposé, le plastique présente un module d'élasticité d'un ordre de grandeur 15 fois plus faible et tolère de très grandes déformations avant d'atteindre la ruine. A l'échelle de l'ouvrage, ces deux matériaux définissent des bornes en termes de réponse mécanique, l'ouvrage renforcé en papier pouvant présenter un comportement « fragile » et l'ouvrage renforcé en plastique un comportement « ductile ».

6.2.4. Objectifs des expérimentations sur modèles réduits

Nous avons choisi de réaliser une série de deux expériences d'impact sur un massif alvéolaire à échelle réduite. Bien qu'elles soient expliquées et complétées par la suite, les hypothèses de base sont présentées comme suit :

- deux ouvrages sont construits à échelle 1/10^e ;
- chacun des deux murs présente les mêmes caractéristiques géométriques ;
- chacun des deux murs comporte le même matériau de remplissage ;
- les deux murs se différencient par le matériau utilisé pour les renforcements alvéolaires (papier et plastique) ;
- un véhicule radiocommandé impacte chaque mur au niveau d'un « pare-choc » avant dont la forme est retravaillée en une forme simple cylindrique ;
- l'impactant doit produire une déformation suffisamment importante au sein des ouvrages afin de faciliter les analyses et les observations visuelles ;
- les conditions aux limites en déplacement sont représentées par des parois entourant les faces de gauche et de droite, ainsi que la face arrière de l'ouvrage ;
- les conditions aux limites doivent être réalisées suffisamment éloignées pour intervenir le moins possible dans la réponse mécanique des ouvrages ;
- une première caméra rapide est utilisée pour enregistrer la vidéo des deux impacts en vue de profil afin d'évaluer, en fonction du temps, l'enfoncement, la vitesse et la décélération de l'impactant ;
- une deuxième caméra rapide est utilisée pour enregistrer la vidéo des deux impacts selon une vue de $\frac{3}{4}$ en plongée afin d'évaluer les mécanismes de déformation de l'ouvrage ;
- un démontage lit par lit de chaque ouvrage est réalisé afin d'étudier l'état de déformation interne après impact. Les zones mobilisées de l'ouvrage lors de l'impact sont ainsi identifiées ainsi que les éventuelles ruptures survenues dans les renforcements ou au niveau des liaisons intercellulaires.

6.3. Recours aux lois de similitudes

6.3.1. Outil d'aide à la conception

Comme précisé dans l'introduction générale de cette thèse, la réalisation de l'expérimentation sur modèles réduits n'a pas pour but de reproduire de manière fidèle un essai sur un ouvrage prototype en vraie grandeur. La sollicitation d'impact, la géométrie des ouvrages ou encore les matériaux utilisés sont pour la plupart des matériaux que l'on qualifiera de matériaux « modèles », dont les propriétés mécaniques permettent principalement de répondre à une attente d'un certain niveau de déformation sous sollicitation. Il apparaît cependant intéressant d'évaluer la correspondance en vraie grandeur des expérimentations qui ont été réalisées, ne serait-ce qu'à titre informatif, que ce soit en termes de caractéristiques mécaniques des ouvrages ou de la sollicitation d'impact qui leur a été appliquée. Les lois de similitude ont ainsi été utilisées en ce sens et ont aussi permis de constituer, en complément des résultats des simulations numériques, un outil d'aide à la conception des expérimentations.

6.3.2. Principe général de l'établissement des lois de similitudes

Les relations de similitudes permettent de transposer les résultats d'une expérimentation sur un modèle réduit (M) à une expérimentation sur un ouvrage prototype (P) en vraie grandeur. Pour établir les lois de similitudes, nous avons fait le choix de recourir à la méthode consistant à admettre que les équations générales de la mécanique décrivant notre expérience sont vérifiées à l'échelle du modèle ainsi qu'à l'échelle du prototype. Les équations considérées sont les équations générales de la dynamique, l'équation de la conservation de la masse et les lois de comportement des différents matériaux. La comparaison des deux systèmes d'équations (un pour le modèle et un pour le prototype) permet d'aboutir à la définition des lois de similitudes.

Dans un souci de simplification d'écriture, on notera A^* le facteur d'échelle associé à la grandeur A (notion introduite par Mandel en 1962 [MAN 62]) et défini comme :

$$A^* = \frac{A_{(M)}}{A_{(P)}} \quad (E\ 50)$$

Pour rappel, on utilisera les notations suivantes :

- E , module d'Young du matériau ;
- g_i , composante de l'accélération de pesanteur ;
- t , variable associée à la grandeur temporelle notée T ;
- u_i , composantes des déplacements de l'élément ;
- x_j , variables associées à la grandeur spatiale notée L ;
- δ_{ij} , nombre de Kronecker ;
- ε , déformation ;
- ν , coefficient de Poisson du matériau ;
- ρ , masse volumique de l'élément ;
- σ_{ij} , composantes du tenseur de contraintes appliqué à un élément.

6.3.3. Equation générale de la dynamique

L'équation générale de la dynamique appliquée au prototype et au modèle conduit aux expressions suivantes :

Prototype**Modèle**

$$\frac{\partial \sigma_{ij(P)}}{\partial x_{j(P)}} + \rho_{(P)} \cdot g_{i(P)} = \rho_{(P)} \cdot \frac{d^2 u_{i(P)}}{dt_{(P)}^2} \quad (E 51)$$

$$\frac{\partial \sigma_{ij(M)}}{\partial x_{j(M)}} + \rho_{(M)} \cdot g_{i(M)} = \rho_{(M)} \cdot \frac{d^2 u_{i(M)}}{dt_{(M)}^2} \quad (E 52)$$

En intégrant les facteurs d'échelle dans (E 51), on a :

$$\frac{\partial \sigma_{ij(M)} \cdot x^*}{\partial x_{j(P)} \cdot \sigma^*} + \frac{\rho_{(M)}}{\rho^*} \cdot \frac{g_{i(M)}}{g^*} = \frac{\rho_{(M)}}{\rho^*} \cdot \frac{d^2 u_{i(M)} \cdot (t^*)^2}{dt_{(M)}^2 \cdot u^*} \quad (E 53)$$

Soit :

$$\frac{\partial \sigma_{ij(M)}}{\partial x_{j(M)}} + \left(\frac{\sigma^*}{\rho^* \cdot g^* \cdot x^*} \right) \cdot \rho_{(M)} \cdot g_{i(M)} = \left(\frac{\sigma^* \cdot (t^*)^2}{x^* \cdot \rho^* \cdot u^*} \right) \cdot \rho_{(M)} \cdot \frac{d^2 u_{i(M)}}{dt_{(M)}^2} \quad (E 54)$$

On déduit par comparaison avec (E 52) :

$$\frac{\sigma^*}{\rho^* \cdot g^* \cdot x^*} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sigma^* \cdot (t^*)^2}{x^* \cdot \rho^* \cdot u^*} = 1 \quad (E 55 a \text{ et } b)$$

$$\sigma^* = \rho^* \cdot g^* \cdot x^* \quad (E 56)$$

$$u^* = g^* \cdot (t^*)^2 \quad (E 57)$$

6.3.4. Equation de conservation de la masse

L'équation de conservation de la masse appliquée au prototype et au modèle conduit aux expressions suivantes :

Prototype**Modèle**

$$\frac{d\rho_{(P)}}{dt_{(P)}} + \rho_{(P)} \cdot \text{div}_{(P)} \left(\frac{du_{(P)}}{dt_{(P)}} \right) = 0 \quad (E 58)$$

$$\frac{d\rho_{(M)}}{dt_{(M)}} + \rho_{(M)} \cdot \text{div}_{(M)} \left(\frac{du_{(M)}}{dt_{(M)}} \right) = 0 \quad (E 59)$$

On rappelle que :

$$\text{div}_{(P)} = \sum_j \frac{\partial_-}{\partial x_{j(P)}} = x^* \cdot \sum_j \frac{\partial_-}{\partial x_{j(M)}} \quad (E 60)$$

En intégrant les facteurs d'échelle dans (E 58), on a :

$$\frac{t^*}{\rho^*} \cdot \frac{d\rho_{(M)}}{dt_{(M)}} + \frac{x^*}{\rho^*} \cdot \rho_{(M)} \cdot \text{div}_{(M)} \left(\frac{du_{(M)}}{dt_{(M)}} \right) \cdot \frac{t^*}{u^*} = 0 \quad (E 61)$$

$$\frac{d\rho_{(M)}}{dt_{(M)}} + \frac{\rho^*}{t^*} \cdot \frac{\rho_{(M)}}{\rho^*} \cdot \frac{t^*}{u^*} \cdot x^* \text{div}_{(M)} \left(\frac{du_{(M)}}{dt_{(M)}} \right) = 0 \quad (E 62)$$

Après simplification et comparaison avec (E 59), on obtient :

$$\frac{x^*}{u^*} = 1 \quad \text{soit} \quad u^* = x^* \quad (E 63)$$

$$\varepsilon^* = \frac{u^*}{\chi^*} = 1 \quad (E 64)$$

6.3.5. Equation de l'élasticité linéaire

L'équation de l'élasticité linéaire appliquée au prototype et au modèle conduit aux expressions suivantes :

Prototype

Modèle

$$\varepsilon_{ij(P)} = -\frac{v_{(P)}}{E_{(P)}} \cdot \text{tr}(\sigma_{ij(P)}) \cdot \delta_{ij} + \frac{1+v_{(P)}}{E_{(P)}} \cdot \sigma_{ij(P)} \quad (E 65) \quad \varepsilon_{ij(M)} = -\frac{v_{(M)}}{E_{(M)}} \cdot \text{tr}(\sigma_{ij(M)}) \cdot \delta_{ij} + \frac{1+v_{(M)}}{E_{(M)}} \cdot \sigma_{ij(M)} \quad (E 66)$$

En intégrant les facteurs d'échelle dans (E 65), on a :

$$\frac{\varepsilon_{ij(M)}}{\varepsilon^*} = -\frac{v_{(M)}}{E_{(M)}} \cdot \frac{E^*}{v^*} \cdot \frac{\text{tr}(\sigma_{ij(M)}) \cdot \delta_{ij}}{\sigma^*} + \frac{1+v_{(M)}/v^*}{E_{(M)}/E^*} \cdot \frac{\sigma_{ij(M)}}{\sigma^*} \quad (E 67)$$

$$\varepsilon_{ij(M)} = \left(\frac{E^*}{v^*} \cdot \frac{\varepsilon^*}{\sigma^*} \right) \cdot \left(-\frac{v_{(M)}}{E_{(M)}} \cdot \text{tr}(\sigma_{ij(M)}) \cdot \delta_{ij} \right) + \left(\frac{v^* + v_{(M)}}{E_{(M)}} \cdot \frac{E^*}{v^*} \cdot \frac{\varepsilon^*}{\sigma^*} \right) \cdot \sigma_{ij(M)} \quad (E 68)$$

On en déduit après comparaison avec (E 66) :

$$\frac{E^* \cdot \varepsilon^*}{v^* \cdot \sigma^*} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{v^* + v_{(M)}}{E_{(M)}} \cdot \frac{E^*}{v^*} \cdot \frac{\varepsilon^*}{\sigma^*} = \frac{1+v_{(M)}}{E_{(M)}} \quad (E 69 a \text{ et } b)$$

Avec (E 64) et après simplification de (E 69 a et b), on obtient :

$$E^* = \sigma^* \quad (E 70)$$

$$v^* = 1 \quad (E 71)$$

6.3.6. Equation de plasticité : critère de Coulomb

L'équation de plasticité selon le critère de Coulomb appliquée au prototype et au modèle conduit aux expressions suivantes :

Prototype

Modèle

$$\tau_{n(P)} = c_{(P)} + \sigma_{nn(P)} \cdot \tan \varphi_{(P)} \quad (E 72) \quad \tau_{n(M)} = c_{(M)} + \sigma_{nn(M)} \cdot \tan \varphi_{(M)} \quad (E 73)$$

En intégrant les facteurs d'échelle dans (E 72), on a :

$$\frac{\tau_{n(M)}}{\tau^*} = \frac{c_{(M)}}{c^*} + \frac{\sigma_{nn(M)}}{\sigma^*} \cdot \tan \left(\frac{\varphi_{(M)}}{\varphi^*} \right) \quad (E 74)$$

Soit :

$$\left(\frac{\sigma^*}{\tau^*} \right) \cdot \tau_{n(M)} = \left(\frac{\sigma^*}{c^*} \right) \cdot c_{(M)} + \sigma_{nn(M)} \cdot \tan \left(\frac{\varphi_{(M)}}{\varphi^*} \right) \quad (E 75)$$

On en déduit après comparaison avec (E 73) :

$$\frac{\sigma^*}{\tau^*} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sigma^*}{c^*} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{1}{\varphi^*} = 1 \quad (E 76 \text{ a, b et c})$$

Soit :

$$\sigma^* = \tau^* \quad (E 77)$$

$$\sigma^* = c^* \quad (E 78)$$

$$\varphi^* = 1 \quad (E 79)$$

6.3.7. Synthèse des facteurs d'échelle pour une expérience à échelle géométrique 1/10^e

Les expériences étant réalisées sous gravité terrestre, g est donc le même pour le prototype et le modèle d'où :

$$g^* = 1 \quad (E 80)$$

En termes de masse volumique, on pose comme hypothèse que le matériau utilisé pour le modèle est le même que pour le prototype d'où :

$$\rho^* = 1 \quad (E 81)$$

Pour harmoniser les écritures, on posera comme référence le facteur d'échelle géométrique suivant :

$$x^* = L^* = \frac{1}{10} \quad (E 82)$$

A partir de (E 57), on en déduit :

$$t^* = \sqrt{\frac{1}{10}} \quad (E 83)$$

En combinant (E 56), (E 70), (E 77) et (E 78), on obtient :

$$\sigma^* = E^* = \tau^* = c^* = x^* = \frac{1}{10} \quad (E 84)$$

L'ensemble des résultats peut ainsi être synthétisé dans le tableau 22 :

Notation	Grandeur	Facteur d'échelle sous gravité terrestre
x_j	Dimensions	1/10
g_i	Pesanteur	1
t	Temps	$\sqrt{1/10}$
$\sigma_{i,j}$	Contrainte	1/10
$\varepsilon_{i,j}$	Déformation	1
u_j	Déplacement	1/10
C	Cohésion	1/10
φ	Angle de frottement	1
E	Module d'Young	1/10
ν	Coefficient de Poisson	1
ρ	Masse volumique	1
v	Vitesse	$\sqrt{1/10}$
m	Masse	1/10 ³

Tableau 22. Synthèse des facteurs d'échelle sous gravité terrestre applicables aux expérimentations sur modèles réduits.

6.3.8. Exploitation des facteurs d'échelle

Une fois les expérimentations définies, on s'appuiera sur l'ensemble des facteurs d'échelle pour évaluer leur représentation en vraie grandeur. Cependant, on pourra noter un certain nombre de remarques concernant les caractéristiques des matériaux sol, renforcement et impactant utilisés pour les modèles réduits :

- un facteur d'échelle 1/10^e sur la géométrie des murs implique une petite taille des particules ;
- le module d'Young du matériau modèle est 10 fois plus faible que sa représentation en vraie grandeur ;
- la vitesse d'impact modèle sera $\sqrt{10}$ fois plus élevée dans sa représentation en vraie grandeur ;
- la masse de l'impactant modèle sera 1000 fois plus élevée dans sa représentation en vraie grandeur.

6.4. Présentation de l'expérimentation

Chaque ouvrage a été construit selon le même processus présenté ci-après.

6.4.1. Zone d'essai et sol support

L'expérimentation s'est déroulée à l'extérieur des locaux de l'entreprise Sol Solution. La zone de course du véhicule impactant était une piste goudronnée. Au bout de cette piste se trouvait un talus en terre végétale qui avait été aménagé pour recevoir les massifs en modèles réduits. (cf. figure 82).



Figure 82. Zone de l'expérimentation.

6.4.2. Zone de réalisation des ouvrages et mise en place des coffrages

La zone d'implantation de chaque ouvrage s'étendait sur une surface au sol de 1,20 m de longueur et de 60 cm de largeur. Un volume de terre a été décaissé selon cette surface afin d'atteindre une cote d'au moins 22,5 cm sous le niveau de la piste goudronnée. Une couche de sable de 15 cm d'épaisseur a ensuite été disposée puis compactée afin de constituer une assise plane et propre pour chaque ouvrage. Ainsi, l'assise se situait 7,5 cm en dessous du niveau de la piste goudronnée, ce qui correspond à la hauteur cumulée de trois lits d'alvéoles. La figure 83 présente cette géométrie :

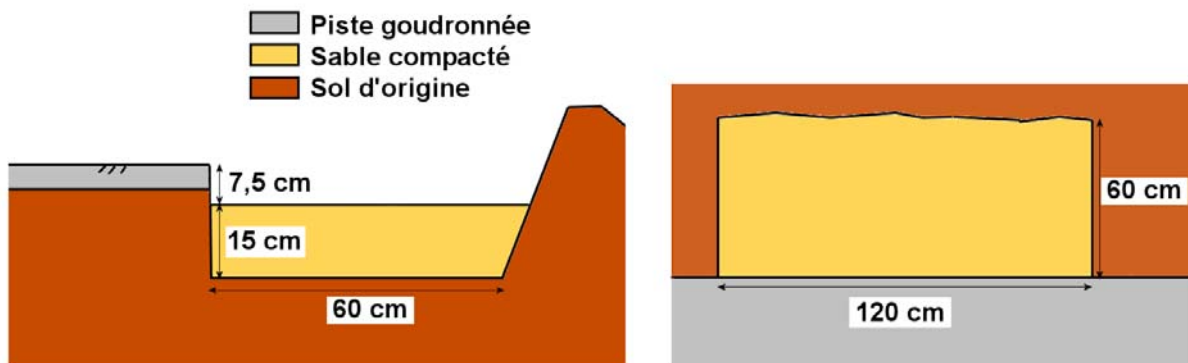


Figure 83. (gauche) Géométrie de la zone de réalisation des ouvrages. Vue de profil et vue de dessus (droite).

Chaque mur a été construit au sein d'un coffrage bois en forme de « U ». Pour éviter tout mouvement de celui-ci lors de l'impact, des blocs de béton ainsi qu'un remblai en terre ont été disposés contre chaque paroi. Des fiches métalliques ont aussi été plantées dans le sol pour stabiliser la paroi arrière d'une éventuelle déformation vers l'intérieur en raison de la poussée des terres s'exerçant à l'arrière du coffrage et un renfort horizontal a été réalisé entre les deux parois latérales (cf. figure 84 gauche).

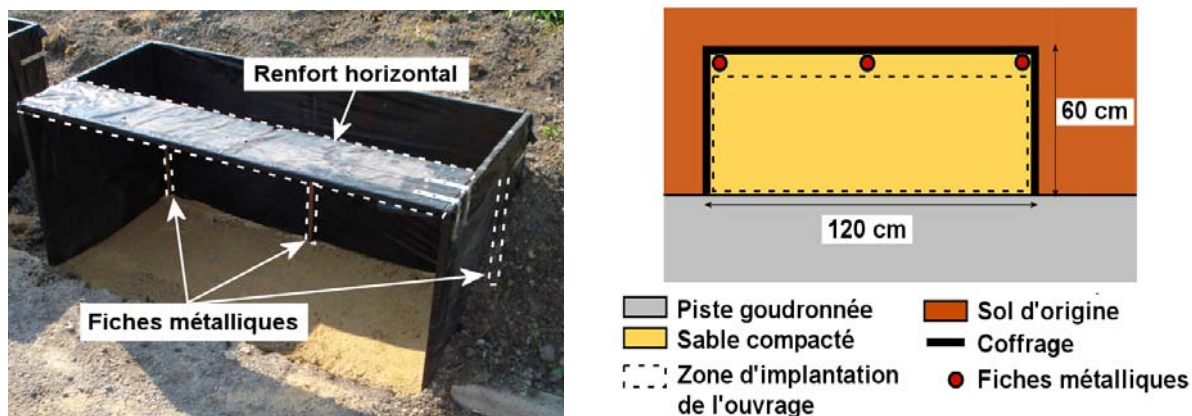


Figure 84. (gauche) Photo d'un coffrage. (droite) Schéma d'un coffrage en vue de dessus.

6.4.3. Caractéristiques et mise en place du renforcement alvéolaire

La réalisation de deux ouvrages avait pour but d'évaluer l'influence du renforcement alvéolaire sur la réponse globale à l'impact. Pour cela, deux matériaux de renforcement différents avaient été utilisés. Le premier mur était constitué de renforcements en plastique qui présentait une forte capacité de déformation en traction avant rupture. Le matériau du renforcement du second mur était du papier sulfurisé dont le comportement mécanique était de type rigide-fragile. Par ailleurs, ce matériau présentait aussi l'avantage d'être plus résistant à l'humidité que du papier utilisé pour l'impression.

Le respect de l'échelle géométrique de $1/10^e$ par rapport au procédé M3S® conduisait à la réalisation suivante :

Pour réaliser un lit d'alvéoles, 21 bandes de 1,60 m de long et de 2,5 cm de large étaient découpées. Par la suite, le même processus d'assemblage que pour les nappes M3S® était reproduit. Le système de liaison entre alvéoles était réalisé par la pose de 2 agrafes sur la hauteur des bandes constituant le renforcement (cf. figure 85). Chaque lit avait ainsi une géométrie de 1,20 m de long, 55 cm de large et 2,5 cm de hauteur. Enfin, le « diamètre » de chaque alvéole était environ de 5,5 cm.

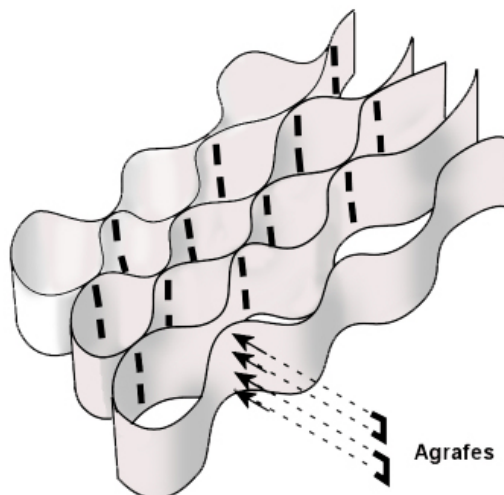


Figure 85. Agrafage des bandes.

Ensuite on utilisait un cadre « tendeur » en bois sur lequel étaient plantés de nombreux clous verticaux (cf. figure 86). En « enfilant » toutes les alvéoles sur les clous (cf. figure 87), le lit d'alvéoles se retrouvait alors mis en tension. On retournait ensuite le cadre et on le disposait à l'intérieur du coffrage en bois. La nappe se retrouvait ainsi plaquée contre le sol.



Figure 86. Cadre tendeur de nappe.



Figure 87. Mise en place d'une nappe sur le cadre.

Des essais de traction sur le papier et le plastique utilisés pour le renforcement alvéolaire des modèles réduits avaient été réalisés. Ces essais concernaient :

- la résistance en traction d'une bande de plastique ;
- la résistance en traction d'une liaison agrafée de deux bandes plastique ;
- la résistance en traction d'une bande papier ;
- la résistance en traction d'une liaison agrafée de deux bandes papier.

Ces essais suivaient la même démarche que les essais de traction déjà réalisés sur le géotextile M3S® et sur ses liaisons intercellulaires. Le dispositif expérimental (cf. figure 88) était le même à l'exception de la mesure de la déformation qui se faisait cette fois par l'intermédiaire d'un extensomètre sur une longueur de 100 mm. Chaque élément de bande, qu'elle soit complète ou liaisonnée à une autre, avait une longueur de 185 mm entre les mors de traction et mesure 25 mm de large.

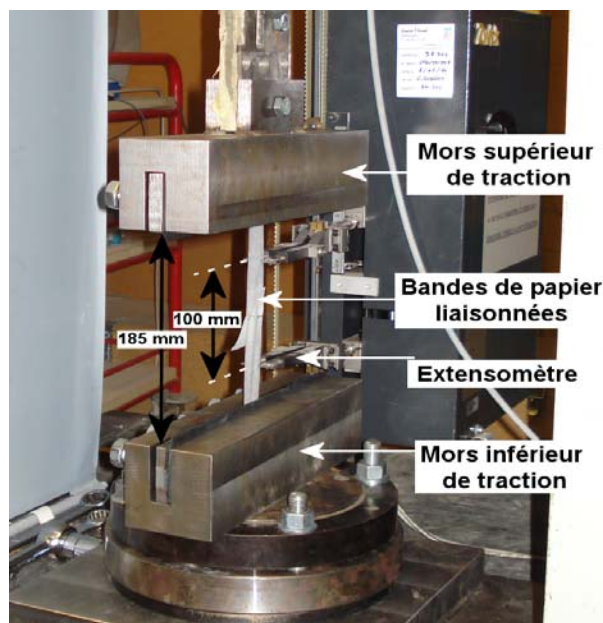


Figure 88. Essai de traction sur deux bandes de papier liaisonnée par agrafage.

On présente sur la figure 89 les résultats des différents essais de traction.

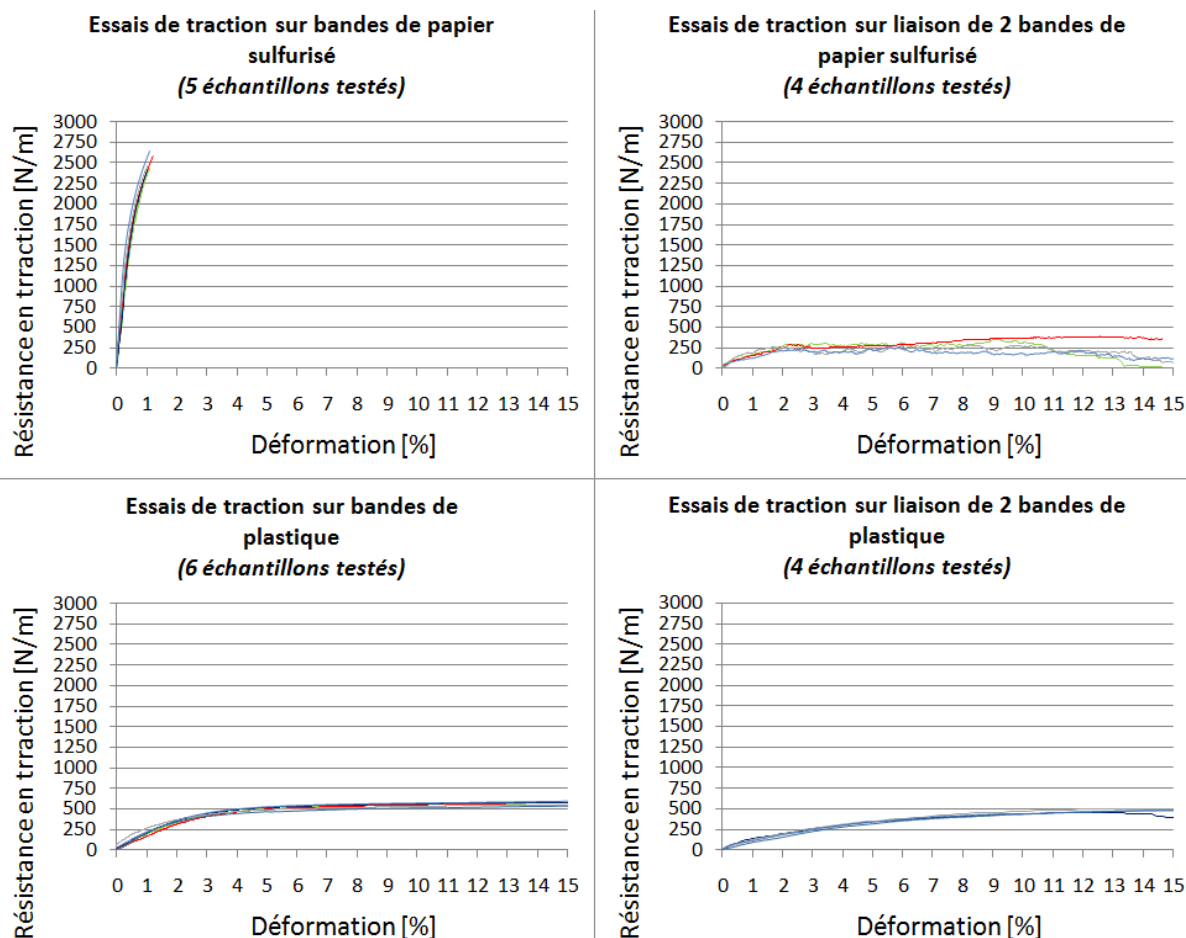


Figure 89. Essais de traction sur les bandes ainsi que sur les liaisons de 2 bandes pour le papier sulfurisé et le plastique.

Les essais de traction sur une bande papier attestent d'un comportement quasi-élastique avec une rigidité initiale d'environ 250 kN/m. Les autres échantillons (liaison papier, bande plastique et liaison plastique) ont quant à eux un comportement en traction de type élastoplastique avec un palier de plasticité plus important pour le plastique. Les rigidités initiales calculées sont de 16 kN/m pour la bande plastique (soit 15 fois plus faible que le papier), de 12 kN/m pour la liaison papier et de 6 kN/m pour le plastique. La rupture des liaisons n'est pas fragile au vu de la présence des paliers de plasticité. Au niveau des agrafes, soit les bandes se déchirent progressivement pour le papier, soit elles se déforment et se plastifient pour le plastique.

Ces résultats répondent à nos attentes de disposer de deux renforcements au comportement mécanique très différent, l'un étant rigide-fragile et l'autre souple-plastique.

6.4.4. Caractéristiques et mise en place du matériau de remplissage

6.4.4.1. Caractéristiques du matériau

Hypothèses préalables. Le choix d'un matériau utilisé dans les modèles réduits résultait de plusieurs observations :

- dans un souci d'échelle géométrique, il fallait disposer d'un matériau de **granulométrie fine** afin que chaque alvéole puisse contenir un nombre suffisant de particules sur sa hauteur de 2,5 cm ;
- le bon fonctionnement des nappes alvéolaires impliquait que les alvéoles restent en tension après leur mise en place et le retrait du cadre tendeur. Ce phénomène n'était possible que si le matériau constitutif des alvéoles était **frottant** (ce qui avait été présenté par Racana dans ses travaux [RAC 02] comme étant « l'effet Cabestan ») ;
- l'obtention d'un enfoncement significatif de l'impactant dans l'ouvrage (au moins 10 cm) dépendait de la faculté du matériau à dissiper plus ou moins d'énergie. Parmi les différents paramètres identifiés dans les simulations numériques préliminaires, la **masse volumique** des particules présentait une forte influence sur cette dissipation en intervenant dans le poids du coin de Coulomb soulevé par l'impactant lors de l'impact ;
- afin de disposer d'un matériau présentant une rigidité « réaliste », les expressions des lois de similitude orientaient vers la réduction du **module d'Young du matériau** utilisé en modèle réduit (cf. Tableau 22).

Choix du matériau. Sur la base de ces observations et après avoir testé différents matériaux (sable, argile expansée, granules de plastique d'injection, particules de plastique pour le sablage de façade...), il a finalement été convenu d'utiliser un mélange à volume égal d'argile expansée de granulométrie 0,5-2,5 mm (utilisée dans la composition de bétons allégés) et de microbilles de polystyrène de granulométrie 0,9-1,5 mm. Afin de limiter le problème de la ségrégation des particules, une faible quantité de glycérine (mélange de sucre et d'eau) a été ajoutée au mélange, générant ainsi une très légère cohésion. La glycérine a été préférée à l'eau en raison de sa plus faible capacité à s'évaporer, permettant ainsi aux ouvrages de conserver leur stabilité durant toute la phase de construction et de déconstruction s'étalant sur plusieurs jours.

Angle de frottement et cohésion du matériau – essais de cisaillement. Afin de déterminer l'ordre de grandeur de l'angle de frottement du matériau, des essais de cisaillement en laboratoire ont été réalisés. Les résultats sont récapitulés sur la figure 90.

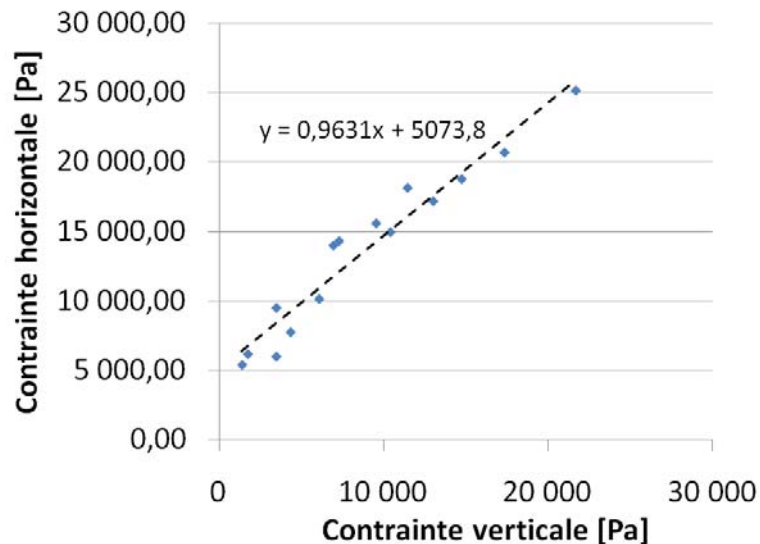


Figure 90. Synthèse des essais de cisaillement réalisés sur le matériau sol.

En première approche, il est possible de déterminer de cette figure $\varphi = 44^\circ$ et $c = 5 \text{ kPa}$.

Angle de frottement et cohésion du matériau – essais de stabilité de tranchée. Des essais de stabilité de tranchée ont aussi été réalisés (dispositif présenté sur la figure 91). Il arrive que ce dernier type d'essai soit utilisé dans le cadre d'expérimentations sur modèles réduits car il permet une mesure pertinente des paramètres c et φ sur la base d'un déplacement de volume de matériau beaucoup plus important que celui d'une boîte de cisaillement ou d'une cellule de triaxial [TRO 03]. De plus, notre matériau est mis en œuvre sur une faible hauteur (environ 40 cm) et sa faible masse volumique induit des contraintes de confinement de quelques centaines de Pascals très difficiles à reproduire avec des essais de laboratoire classique, d'où la précaution nécessaire dans l'interprétation des résultats d'essais de cisaillement. Cette question de la reproduction de l'état de contrainte ne se pose pas avec ce type d'essai.

Pour chaque expérience, le matériau a été testé dans le même état de densité que dans l'expérimentation sur modèle réduit, soit 450 kg/m^3 .

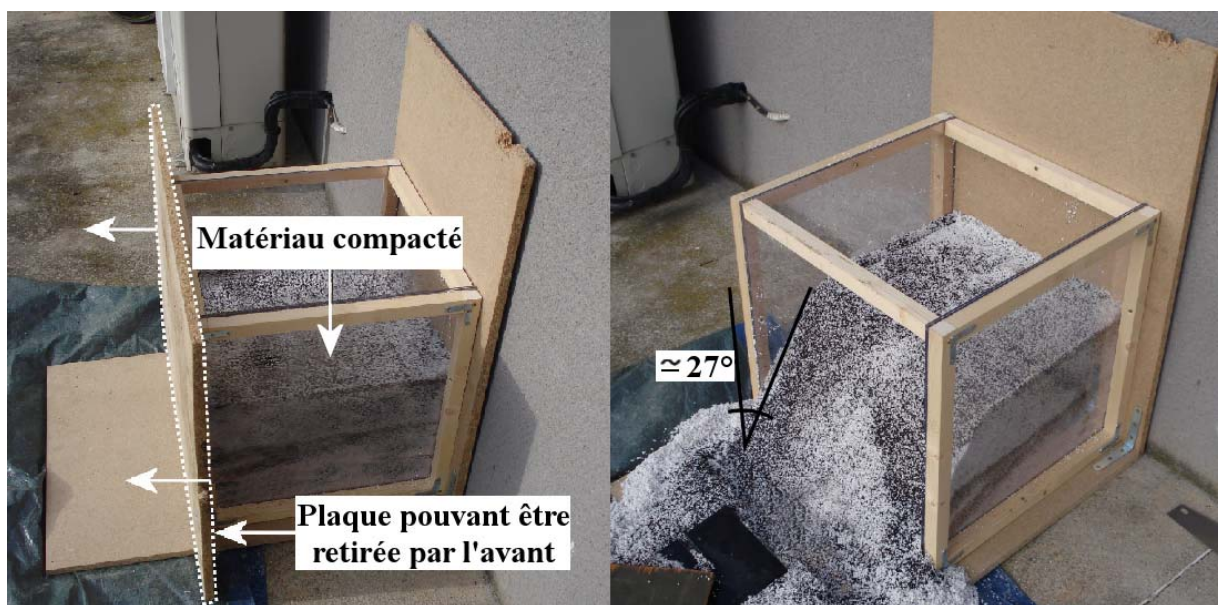


Figure 91. Dispositif d'essai de stabilité de tranchée.

On étudie alors la stabilité de la tranchée en supposant que le matériau subit une rupture de type Mohr-Coulomb comme illustré sur la figure 92 :

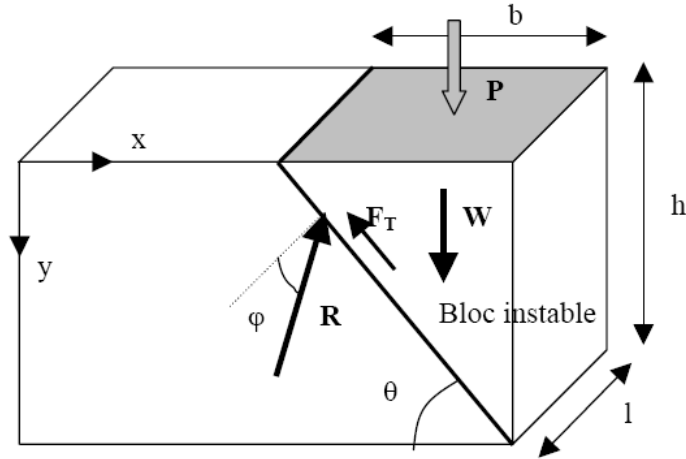


Figure 92. Etude de la stabilité de la tranchée selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb [TRO 03].

Pour une hauteur h suffisamment importante, le poids propre du bloc instable suffit à créer la ruine. Dans notre cas, nous avons testé différentes hauteurs (10, 20, 30 et 40 cm) sans observer de ruine. C'est pourquoi, dans chaque cas de figure, nous avons rajouté une plaque en tête de remblai que l'on a ensuite chargée progressivement avec des masses P jusqu'à observer l'effondrement du bloc instable.

La valeur de φ est déduite de l'expression suivante :

$$\theta = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4} \quad (E 85)$$

Soit dans notre cas en moyenne, $\varphi = 36^\circ$.

En posant q tel que :

$$P = q \cdot b \cdot l \quad (E 86)$$

On peut déduire la cohésion c d'un équilibre des forces appliqué à la figure 92 précédente. Après simplifications, on obtient la relation suivante :

$$c = \left(\frac{\gamma \cdot h}{2} + q \right) \cdot \cos\theta \cdot (\sin\theta - \cos\theta \cdot \tan\varphi) \quad (E 87)$$

Soit dans notre cas : $c = 406 \text{ Pa}$.

A partir de ces deux types d'essais, nous retiendrons les ordres de grandeur suivant, à savoir, un angle de frottement φ de 40° et une cohésion c inférieure à 1 kPa (ce qui la rend de ce fait quasiment négligeable).

Module d'Young du matériau. Pour évaluer l'ordre de grandeur du module d'Young du matériau, nous nous sommes servis d'une corrélation reliant ce module E au module oedométrique E_{oed} et au coefficient de Poisson ν . Des essais oedométriques ont ainsi été réalisés et une hypothèse a été faite sur la valeur de ν supposée comprise entre 0,2 et 0,3.

$$E = E_{oed} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \quad (E 88)$$

La figure 93 présente les résultats obtenus sur plusieurs échantillons testés :

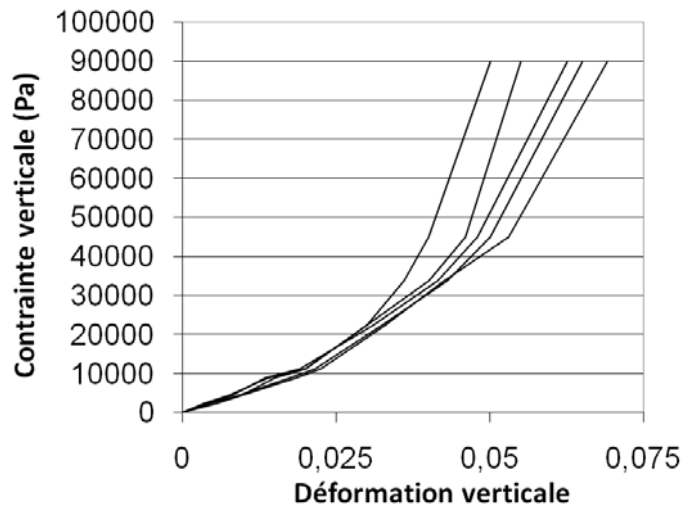


Figure 93. Résultats de 5 essais oedométriques sur le sol.

Il découle de ces essais une valeur moyenne du module oedométrique de 0,6 MPa. En faisant varier le coefficient de Poisson de 0,2 à 0,3, le module d'Young obtenu par corrélation évolue autour de 0,5 MPa, valeur que nous retiendrons par la suite.

6.4.4.2. Mise en place du matériau

Au-dessus du cadre muni d'un lit d'alvéoles « prétendu », on mettait en œuvre une masse de matériau qui était la même à chaque élévation d'un nouveau lit. On répartissait cette masse de manière homogène dans tout le lit d'alvéoles. On compactait ensuite le matériau à l'aide d'une plaque et d'une massette. On retirait alors le cadre tendeur délicatement afin de ne pas enlever le lit d'alvéoles, puis on réalisait une deuxième opération de compactage (cf. figure 94) jusqu'à voir affleurer le bord supérieur des alvéoles. En répétant ce processus lit après lit, on élevait l'ouvrage jusqu'à la hauteur souhaitée. On s'était fixé comme objectif une hauteur hors-sol de 37,5 cm soit la hauteur cumulée de 15 lits d'alvéoles. Finalement, l'ouvrage papier atteignait une hauteur hors-sol de 38 cm pour 16 lits d'alvéoles et l'ouvrage plastique une hauteur de 37 cm pour 17 lits d'alvéoles. Cet écart s'explique par l'étape de compactage qui tend à comprimer légèrement chaque lit, la rigidité supérieure du papier par rapport au plastique rendant ainsi sa mise en œuvre plus aisée, notamment lors du retrait du cadre tendeur.



Figure 94. Deuxième étape de compactage du matériau

6.4.5. Caractéristiques de l'impactant

La conception de l'impactant a conduit à aborder trois aspects, la forme de l'élément s'enfonçant dans l'ouvrage, le type de véhicule radiocommandé transportant cet élément et l'utilisation éventuelle du même véhicule pour les deux ouvrages.

6.4.5.1. Forme de l'impactant

Envisager l'impact d'un véhicule soulevait la question de sa face avant qui était en contact avec l'ouvrage que ce soit en termes de forme, de position ou de caractéristiques mécaniques. Pour la majorité des véhicules radiocommandés, cette face avant est souvent équipée d'un pare-choc en plastique ou en nylon fibré ayant des formes différentes (plaque, cylindre, grille de pare buffle...) mais dont la hauteur est relativement faible par rapport à celle du véhicule, et dont la largeur ne dépasse pas celle du châssis. Il existe alors un espace de plusieurs centimètres entre le pare-choc et les roues. De plus, pour garantir la stabilité du véhicule, les roues ont une taille importante et l'enveloppe extérieure du pneu se situe alors au même niveau que le pare-choc. De ce fait, la face avant d'un véhicule est irrégulière, tant sur le plan de la géométrie que sur le plan des caractéristiques mécaniques (rigide pour le pare-choc et déformable pour les pneus). Afin de parer à ces 2 problèmes, un béliet en acier était monté sur un véhicule radiocommandé. Ce béliet avait la forme d'un cylindre de 5 cm de diamètre et de 15 cm de longueur. Afin de le fixer au véhicule, une plaque en acier était soudée au cylindre puis vissée sur le châssis du véhicule. Pour éviter un éventuel renversement du véhicule vers l'avant lors de l'impact, le cylindre avait été surélevé par rapport au châssis du véhicule. Il atteignait ainsi une hauteur de 11cm au dessus du sol. Pour éviter tout risque de flexion du béliet par rapport à la plaque acier lors de l'impact, des raidisseurs avaient été rajoutés. Les figures 95 et 96 suivantes montrent les vues de dessus et en plongée du véhicule. Sa carrosserie protectrice a été retirée.

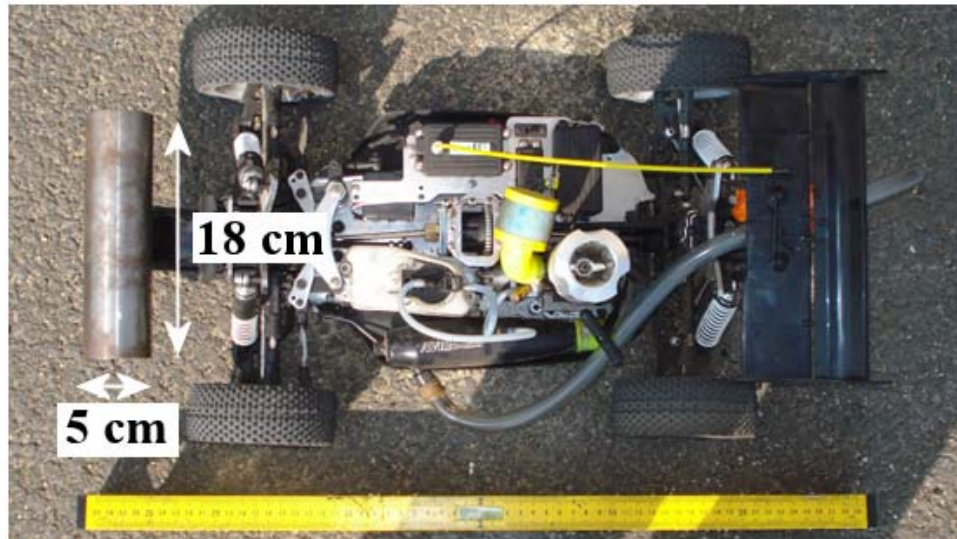


Figure 95. Vue de dessus du véhicule

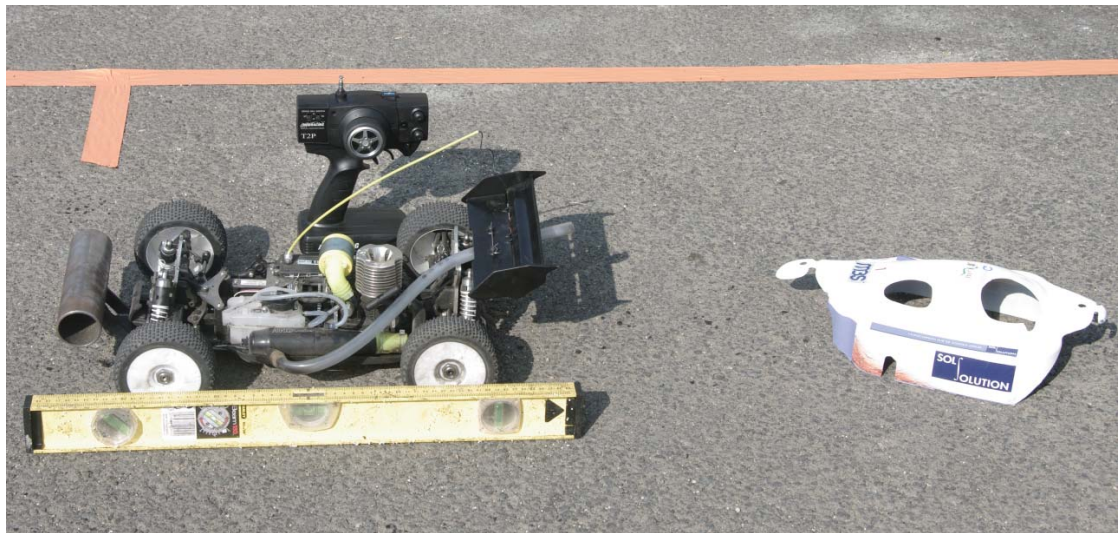


Figure 96. Vue en plongée du véhicule.

6.4.5.2. Type de véhicule retenu

L'importance d'un impact peut être mesurée avec son énergie cinétique, ce qui signifie qu'il faut non seulement considérer une masse mais aussi une vitesse. A partir des simulations numériques illustrant des enfoncements très importants pour des vitesses au-delà de 10 m/s, il a été retenu un impact à une vitesse de 10 m/s. Le béliet ayant été usiné en acier, sa masse était de 3 kg.

Les performances en vitesse et accélération des véhicules radiocommandés sont limitées par deux caractéristiques, leur masse et la puissance de leur moteur. Nous avons fait le choix d'un véhicule à moteur thermique pouvant atteindre la vitesse escomptée en une courte distance et constitué d'éléments mécaniques résistants (aluminium principalement). L'ensemble de ces pièces étant fixées à un châssis en aluminium, le véhicule s'est avéré peu déformable, nous rapprochant ainsi de l'hypothèse d'un impactant rigide et quasi-indéformable. Cependant, le principal inconvénient a résidé dans la stabilité des performances du moteur. En effet, fonctionnant comme le moteur à essence d'une débroussailleuse, une période de rodage ainsi que de nombreux réglages ont été nécessaires pour obtenir cette stabilité. Par la suite, une série de mesures a été effectuée pour évaluer la distance d'élan nécessaire pour atteindre une vitesse d'impact de 10 m/s.

On précise enfin qu'avec cette configuration, chaque véhicule équipé d'un béliet avait une masse totale de 5 kg.

6.4.5.3. Nombre de véhicules utilisés

Associer un véhicule à chaque mur s'avérait plus prudent, d'une part pour anticiper sur l'éventuel endommagement du véhicule après impact qui aurait pu altérer son comportement lors du deuxième essai d'impact, d'autre part pour anticiper un éventuel enfoncement trop important du véhicule lors de l'impact, rendant alors impossible son extraction sans altérer la stabilité de l'ouvrage. Chaque véhicule était ainsi laissé enfoncé dans l'ouvrage après l'impact jusqu'au démontage de celui-ci.

6.4.6. Caractéristiques des caméras rapides

Deux caméras rapides étaient utilisées pour chaque impact. L'une d'entre elles était dirigée vers le point d'impact selon une vue en plongée. Disposée à 2,5m de hauteur, elle filmait l'ensemble de la scène d'impact à une fréquence de 1600 images par secondes. L'autre caméra était disposée à la quasi-perpendiculaire de la trajectoire d'impact, ceci afin d'enregistrer la position de cibles disposées sur le véhicule en fonction du temps. Cette information a permis non seulement la détermination de l'enfoncement, de la vitesse et de la décélération du véhicule au cours du choc, mais aussi de pouvoir **évaluer** l'ampleur des déformations de l'ouvrage impacté. La fréquence est de 4000 images par seconde. La disposition des caméras et des exemples de vues enregistrées sont présentés sur la figure 97.

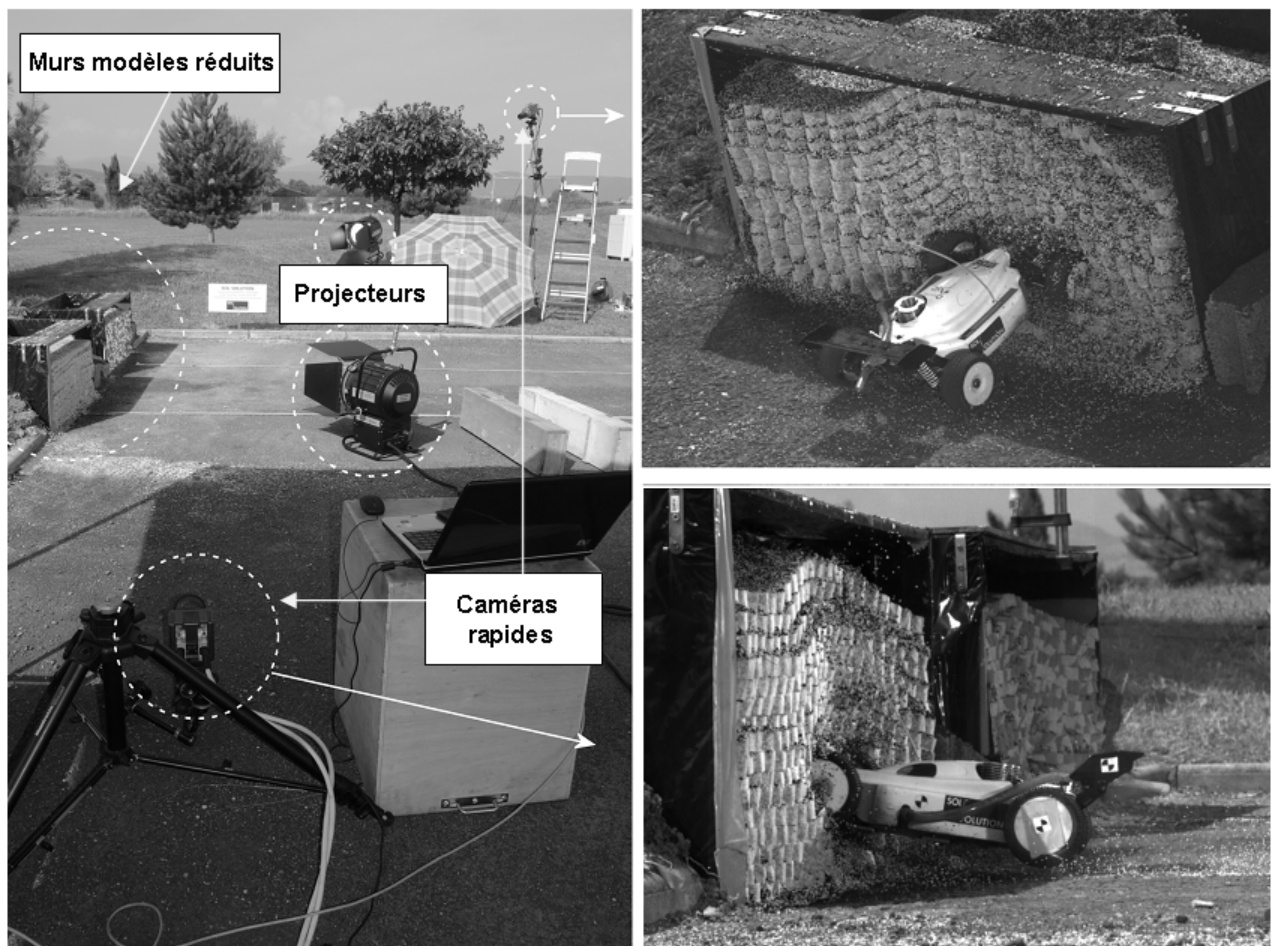


Figure 97. (gauche) Vue générale de l'expérimentation, (droite) exemples de vues prises par les deux caméras rapides.

6.5. Résultats et observations

A l'issue des essais d'impact, trois types d'analyse étaient effectués :

- l'étude de la cinématique d'impact à partir des vidéos enregistrées par les caméras ;
- l'obtention des courbes enfoncement / vitesse / accélération en fonction du temps à partir des cibles disposées sur le véhicule ;
- l'évaluation de l'état interne de l'ouvrage après impact par le biais du démontage lit par lit.

6.5.1. Analyse de la cinématique extérieure

Les deux vidéos enregistrées ont permis d'observer le déroulement de chaque impact. Le béliet pénètre tout d'abord dans l'ouvrage sur plusieurs centimètres horizontalement et se soulève ensuite légèrement. La réponse mécanique de l'ouvrage se traduit alors par une déformation qui se propage depuis le béliet vers la face supérieure de l'ouvrage. Elle se diffuse selon un cône. Après avoir atteint son enfoncement maximal, le véhicule recule légèrement, d'une part sous l'effet du rebond et d'autre part en raison du volume d'ouvrage soulevé qui le repousse en retombant.

On constate la présence d'un renfoncement dans l'ouvrage de plusieurs centimètres dans la zone d'impact. Malgré une forte inclinaison de la face avant, l'ensemble des nappes est resté en place et l'ouvrage ne s'est pas effondré vers l'avant.

Une observation porte sur les conditions aux limites qui paraissaient suffisamment éloignées du point d'impact puisque les bords de l'ouvrage sont restés immobiles lors de l'impact.

Enfin, on constate une évolution progressive des déformations sur la face avant de l'ouvrage comme sur la face du dessus, traduisant ainsi une réponse mécanique très homogénéisée de l'ouvrage impacté.

6.5.2. Courbes enfoncement, vitesse, accélération

La caméra rapide positionnée à la verticale de la trajectoire d'impact enregistre la position dans le plan (X horizontal et Y vertical) de la cible située au centre du véhicule au cours du temps (cf. figure 98). Les courbes de vitesse puis de décélération ont ensuite été déterminées par dérivation successive de ces positions X et Y par rapport au temps.



Figure 98. Cible retenue pour la mesure des coordonnées X / Y.

Les courbes alors obtenues sont présentées sur la figure 99.

En comparant les deux essais d'impact, on observe que l'enfoncement maximal de l'impactant est plus important pour l'ouvrage avec renforcement en papier que pour l'ouvrage avec renforcement en plastique (resp. 130 mm et 173 mm). Concernant les vitesses des impactants, on peut observer que la même vitesse initiale avant impact a pu être garantie pour les deux essais. Lors de l'impact, la vitesse décroît rapidement au cours du temps : le phénomène d'impact ne dure qu'environ 27 ms pour l'ouvrage avec renforcement en plastique et 40 ms pour l'ouvrage avec renforcement en papier. Cette observation se retrouve dans les courbes de décélération avec respectivement, pour chaque essai, des valeurs pics de 400 m.s^{-2} et 700 m.s^{-2} . Enfin, l'effort horizontal appliqué par le béliet impactant peut être déterminé en multipliant l'accélération par la masse du véhicule. Une dernière courbe a alors été déterminée, celle de l'effort calculé en fonction de l'enfoncement. On peut constater à partir de cette dernière une grande différence de réponse mécanique avec la courbe de l'ouvrage papier qui présente un palier de plasticité tandis que l'ouvrage plastique n'en présente aucun.

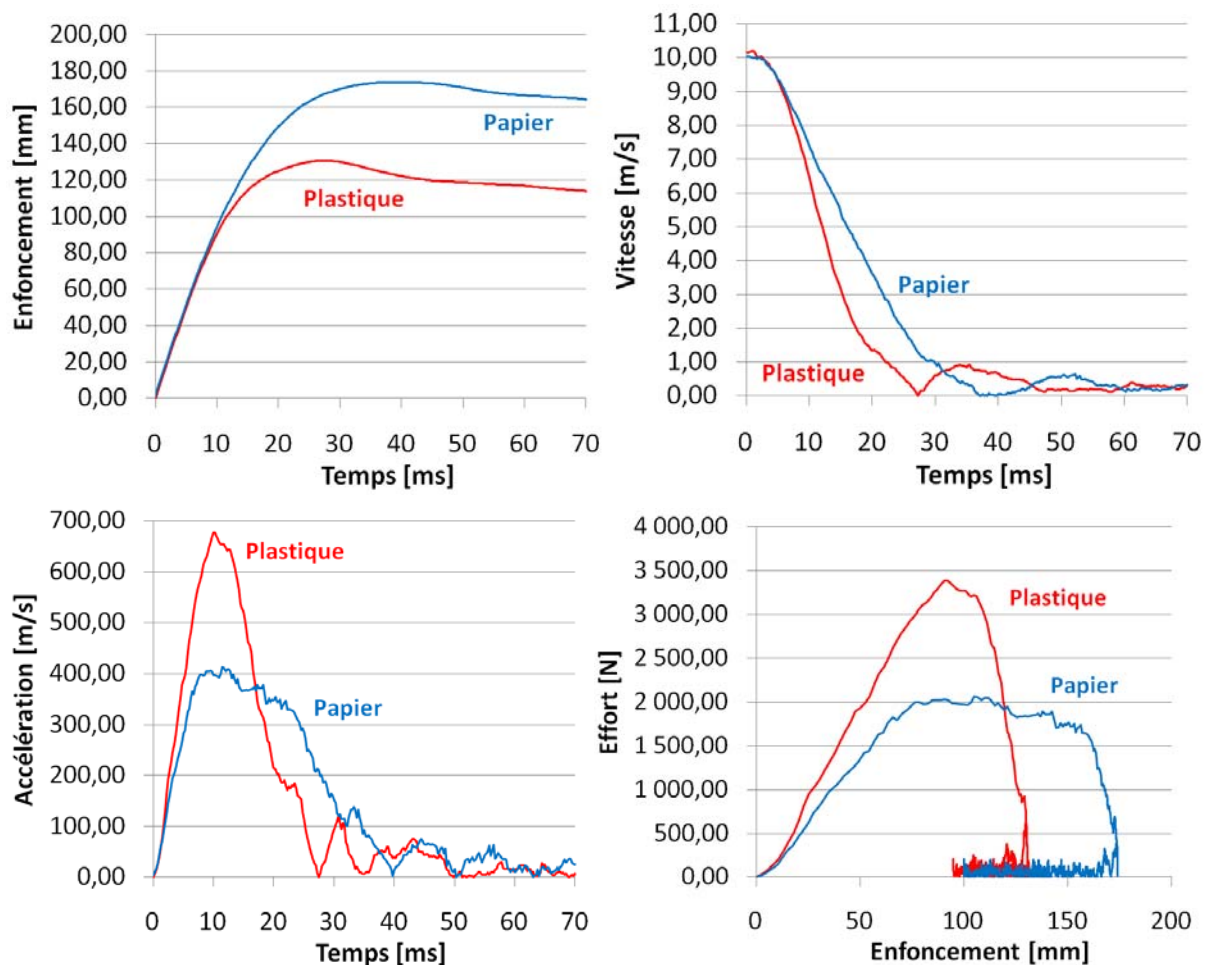


Figure 99. (haut gauche) Enfoncement des véhicule au cours du temps, (haut droite) Vitesse des véhicules au cours du temps, (bas gauche) Accélération des véhicules au cours du temps, (bas droite) Effort du béliet sur l'ouvrage au cours du temps.

6.5.3. Démontage des 2 ouvrages

Après l'impact, les ouvrages ont été démontés lit après lit tout en effectuant un relevé « topographique » de la surface supérieure de chaque lit selon un maillage de points suivant un maillage de pas 5cm x 5cm. Le repérage des points a permis de réaliser une série de coupes en profils

et en long permettant de reconstituer l'état de déformation interne après impact. Les zones de l'ouvrage ayant été mobilisées lors de la réponse mécanique ont été identifiées à partir de ces coupes, mettant ainsi en valeur la présence d'un coin de Coulomb au-dessus du plan horizontal passant par le bélier impactant. La ligne en pointillés de la figure 100 sépare la zone très peu sollicitée de la zone située au-dessus qui correspond au coin de Coulomb.

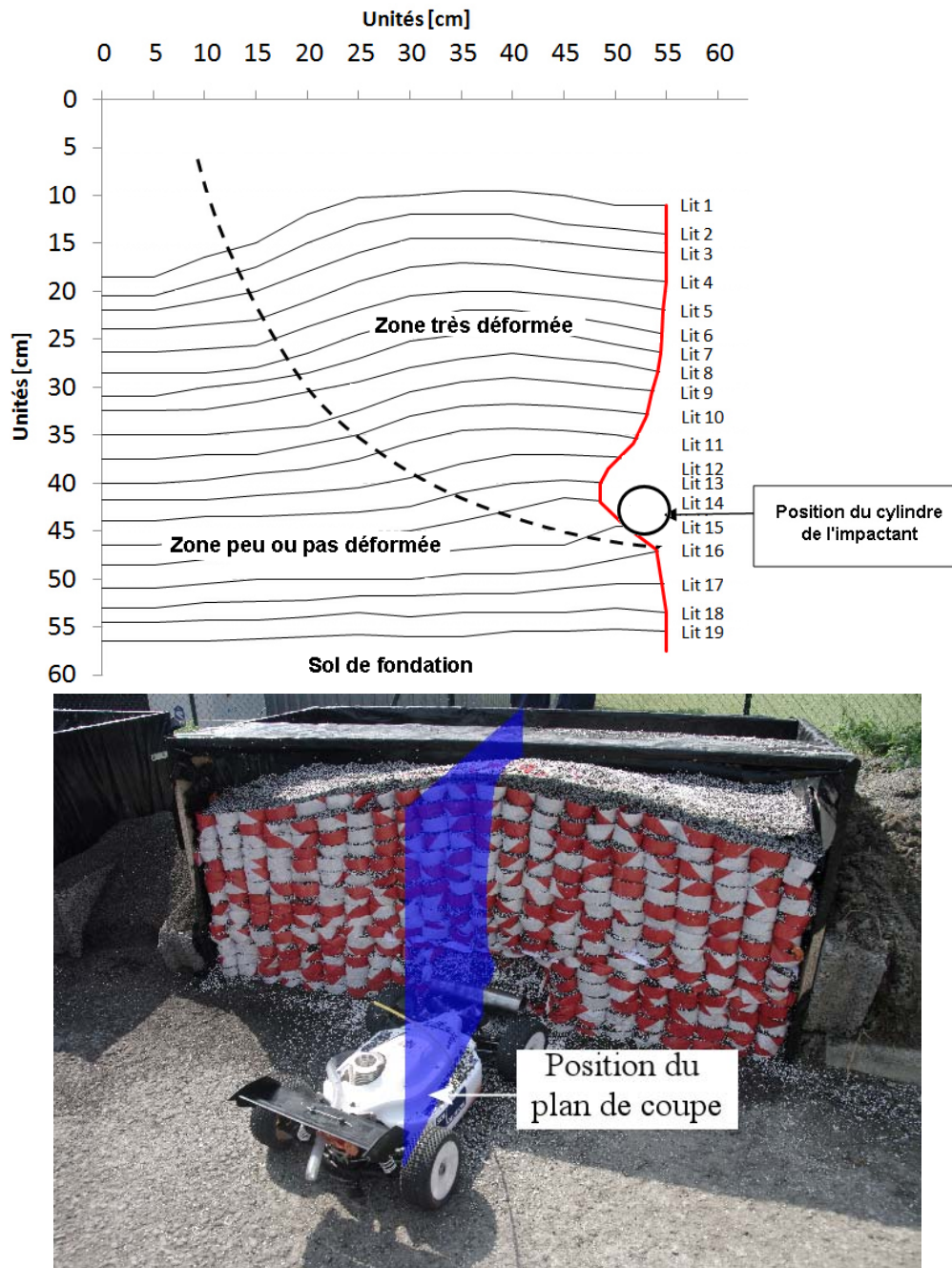


Figure 100. Exemple de profil reconstitué après impact au milieu de l'ouvrage avec renforcement plastique.

Le démontage a aussi permis d'identifier une déformation en membrane des lits d'alvéoles qui est plus marquée pour ceux qui sont situés au niveau du plan d'impact. Cette déformation est de moins en moins importante à mesure que l'on considère les lits situés au-dessus ou en dessous de ce plan.

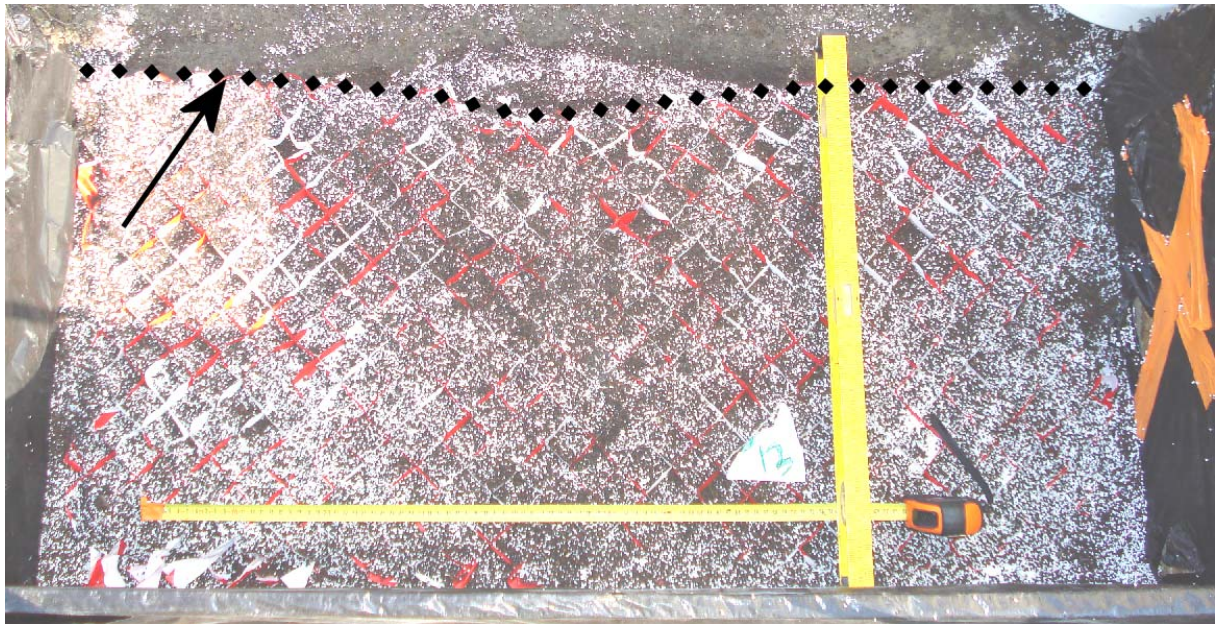


Figure 101. Déformation selon un effet membrane indiquée par la ligne en pointillés d'un lit d'alvéoles situé dans le plan horizontal d'impact (ouvrage plastique).

L'ouvrage avec renforcement papier compte un grand nombre de rupture, notamment dans la direction d'impact (54 au total), contrairement à l'ouvrage avec renforcements plastique qui n'en compte que quelques unes (4 au total).

Dans l'ensemble, il ressort de l'étape de démontage des deux murs qu'une forte homogénéité de la réponse de chaque ouvrage peut être observée, que ce soit en termes de déformation (cf. figure 102) ou en termes de rupture de liaisons intercellulaires (cf. figure 103).

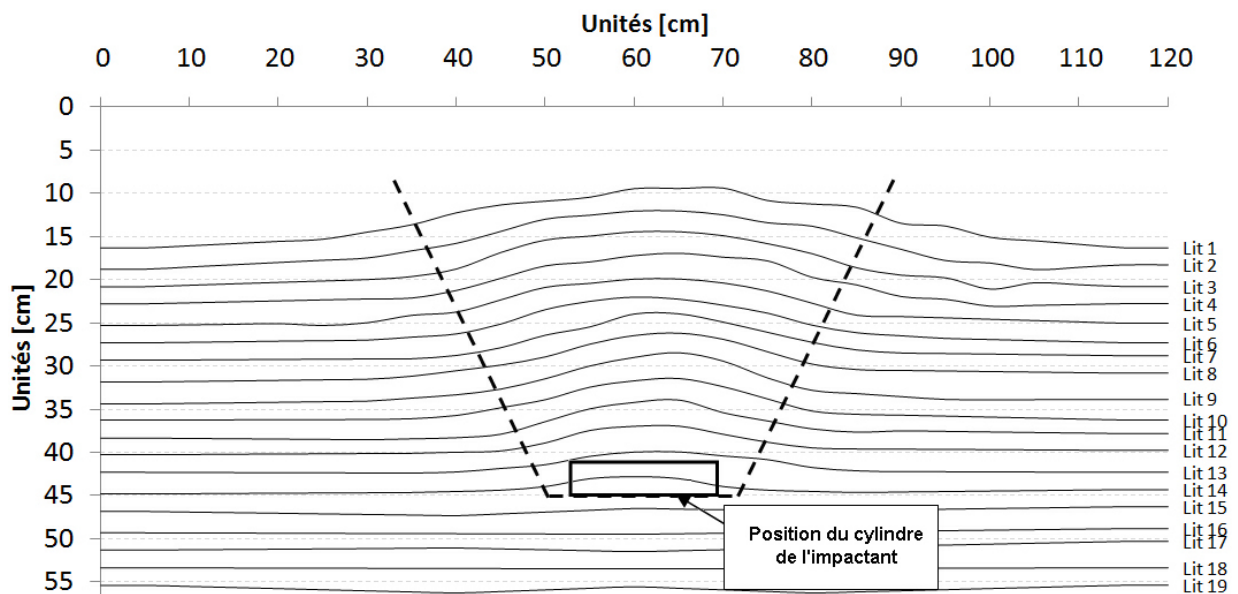


Figure 102. Exemple de profil en vue de face reconstitué après impact, à 15 cm derrière la face avant de l'ouvrage (ouvrage plastique).

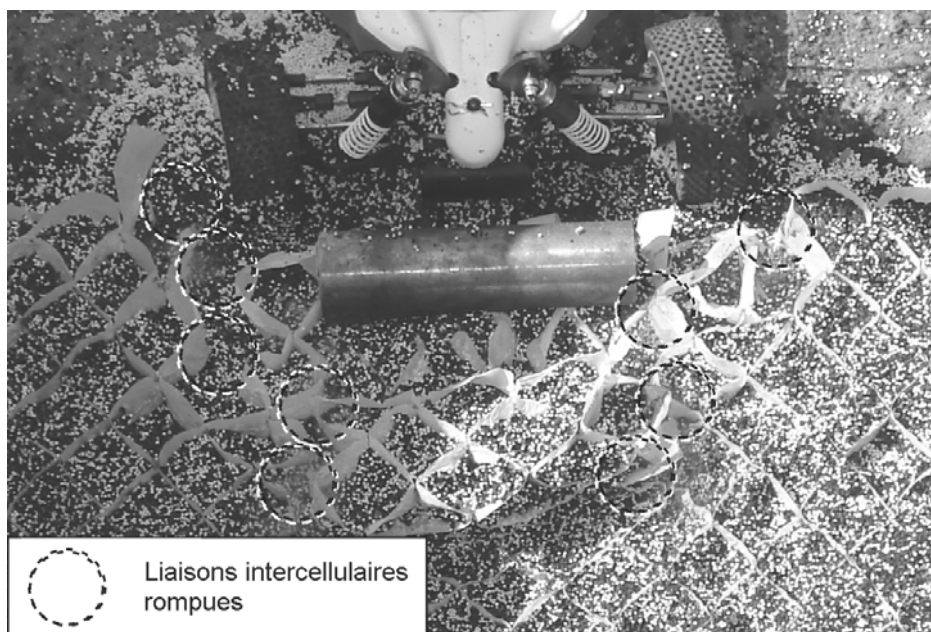


Figure 103. *Exemple de répartition quasi-symétrique des ruptures de liaisons sur un des lits situés au même niveau que le béliet impactant (ouvrage papier).*

6.6. Conclusion

Dans le but d'évaluer la pertinence des observations issues du modèle numérique, une approche expérimentale a été menée. Celle-ci consistait à impacter deux massifs alvéolaires réalisés à une échelle de $1/10^{\text{ème}}$ par rapport à la géométrie réelle d'un renforcement M3S®. La réalisation de ces expériences s'appuyait sur les observations découlant des modèles numériques préliminaires, ainsi que sur la théorie des lois de similitudes.

Afin d'obtenir des niveaux de déformation faciles à observer visuellement, le sol retenu était un mélange à volumes égaux de microbilles d'argile expansée et de microbilles de polystyrène. Ce matériau « modèle » était frottant et présentait une masse volumique 5 fois plus faible que celle du sable, permettant ainsi un soulèvement significatif du coin de Coulomb. Le renforcement était quant à lui réalisé avec deux matériaux au comportement mécanique différent. Le plastique présentait une forte capacité de déformation avant rupture et le papier un comportement de type rigide-fragile. Chaque mur a été constitué de l'un de ces deux renforcements. Enfin, un véhicule radiocommandé équipé à l'avant d'un béliet cylindrique en acier a été utilisé comme impactant.

Selon les lois de similitudes, les expérimentations ont reproduit à échelle réelle l'impact d'un véhicule de 5 tonnes lancé à 110 km/h contre un ouvrage de 12 m de long et de 4,5 m de hauteur.

Les vidéos acquises par les caméras rapides ont permis de déterminer les courbes d'enfoncement, vitesse et accélération en fonction du temps. Un démontage des murs a ensuite été effectué après impact pour évaluer l'état de déformation interne de chacun après impact. L'ensemble de ces éléments a ainsi permis une analyse pertinente des résultats issus des deux expériences.

Sur le plan qualitatif, les résultats des simulations numériques préliminaires en vue de profil ou dans le plan coïncident avec les observations issues des essais d'impact sur les ouvrages. En vue de profil, nous avons confirmé la mobilisation d'un coin de Coulomb par le béliet impactant ainsi que l'identification de zones restées immobiles lors de l'impact, que ce soit en dehors du coin ou en dessous du plan horizontal d'impact. Quant à la réponse mécanique selon une vue dans le plan, nous avons confirmé le phénomène de déformation d'un lit alvéolaire selon un effet membrane jusqu'à rupture des liaisons intercellulaires. La déformation est d'ailleurs beaucoup plus visible pour le renforcement plastique qui compte très peu de ruptures de liaisons intercellulaires. Dans le cas de l'ouvrage avec renforcement papier, la capacité des liaisons à se rompre influence de manière significative la capacité de l'impactant à s'enfoncer dans l'ouvrage, comme l'a montré la présence d'un pallier de plasticité sur la courbe effort-enfoncement associée à cette expérience.

Que ce soit après ou pendant l'impact, il ressort de ces expérimentations une réelle capacité du système alvéolaire à homogénéiser la réponse mécanique des ouvrages impactés, aussi bien pour les mécanismes de déformation dans toutes les directions de l'espace que pour les mécanismes de ruine au travers de la répartition des ruptures des liaisons intercellulaires.

Toutes les mesures effectuées au cours de cette expérimentation (caractéristiques mécaniques des matériaux, géométrie, vitesse d'impact...) peuvent être utilisées comme paramètres d'entrée aux modèles numériques « vue de profil » et « vue en plan » qui ont été développés. L'objectif sera de rechercher un calage entre nos modèles et les expérimentations.

Chapitre 7. Calage du modèle numérique

7.1. Introduction

A partir des observations et des mesures découlant des essais d'impact sur modèles réduits, nous pouvons chercher à améliorer et optimiser les modèles numériques préliminaires développés dans la Partie II. Pour cela, ce chapitre revient sur la modélisation en vue de profil qui permet la gestion d'un empilement de plusieurs lits d'alvéoles soumis à un effort de gravité. Une nouvelle série de simulations est effectuée en s'appuyant sur les paramètres caractéristiques des matériaux et de l'impactant utilisés dans les expériences précédentes. **Ici, l'expérimentation retenue a porté sur l'ouvrage renforcé par papier.** Un ensemble de modifications dans les paramètres du modèle a ensuite été réalisé avec pour objectif la recherche d'un calage entre les résultats issus du modèle numérique et ceux issus des expériences.

7.2. Simulation de base

7.2.1. Présentation du modèle

Une caractérisation des matériaux constitutifs a été effectuée à l'occasion de la phase expérimentale présentée au chapitre précédent, aboutissant ainsi à un ensemble de paramètres macroscopiques (module d'Young, angle de frottement, etc...). Des simulations numériques d'essais biaxiaux et de traction ont été réalisées en faisant varier les paramètres microscopiques des particules jusqu'à obtenir numériquement les valeurs recherchées des paramètres macroscopiques. A l'issue de telles opérations de calage, une nouvelle simulation a pu être réalisée. On l'appelle simulation « de base ».

7.2.1.1. Matériau sol

Les remarques concernant la modélisation du sol sont les suivantes :

- le sol réel a été considéré comme un unique matériau homogène ;
- pour éviter d'avoir recours à des modèles présentant un grand nombre de particules, la granulométrie du matériau a été ajustée à des diamètres allant de 2 à 4 mm ;
- la cohésion présente dans le sol réel a été considérée comme négligeable (au vu de sa valeur mesurée inférieure à 1 kPa) et n'a donc pas donné lieu à l'intégration de cohésions interparticulaires dans la modélisation numérique du sol ;
- l'angle de frottement du sol, estimé à environ 40°, n'a pas pu être reproduit dans le modèle numérique qui présente un angle de frottement macroscopique de 24°(cette différence liée à la forte capacité de roulement des particules est plus détaillée lors du point 7.5.1.) ;
- les raideurs interparticulaires ont été ajustées de telle sorte que le matériau modélisé présente un module d'Young de 0,5 MPa issu d'un essai biaxial, soit l'ordre de grandeur estimé expérimentalement ;
- la masse volumique des particules et l'indice des vides imposé à la génération du sol ont été ajustés de telle sorte qu'une densité de 450 kg/m³ soit obtenue ;

Les paramètres micromécaniques sont précisés dans le tableau suivant :

TYPE DE SOL	ρ_{SOL} [kg/m ³]	$r_{min} ; r_{max}$ [mm]	$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$ [N/m]	μ_{SOL} [SU]	E_{SOL} [MPa]	ν_{SOL} [SU]	ϕ_{SOL} [°]	e [SU]
Sol de base	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6 ;$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,21	24	0,33

Tableau 23. Paramètres du sol de base.

7.2.1.2. Matériau renforcement

Les remarques concernant la modélisation du matériau renforcement sont les suivantes :

- le renforcement retenu dans notre opération de calage était le renforcement papier ;
- pour éviter d'avoir recours à des modèles présentant un grand nombre de particules, la taille de celles du renforcement étaient fixées légèrement en dessous de la plus petite particule de sol, soit au final un diamètre de 1,5 mm ;
- malgré un comportement élastoplastique observé pour les bandes papier liaisonnées soumises à une effort de traction, la modélisation du renforcement était restée un modèle élastique-linéaire-fragile dont le module d'élasticité était le même que celui qui correspond à la phase élastique des échantillons testés. Les raideurs et les cohésions interparticulaires étaient ainsi été ajustées en conséquence ;
- afin de garantir un frottement maximal à l'interface sol-renforcement, le frottement interparticulaire des particules du renforcement était le même que celui des particules de sol ;
- la loi d'attraction reliant les deux bords opposés d'une même alvéole était la même. A partir de nouveaux essais de gonflement présentés au chapitre 5, la valeur du coefficient k_{eq} pour le papier est de 30.10^4 N/m.

Les paramètres micromécaniques sont précisés dans le tableau suivant :

TYPE DE GEOTEXTILE	ρ_{GEO} [kg/m ³]	r_{GEO} [mm]	$k_{n,GEO} = k_{s,GEO}$ [N/m]	$n_{b,GEO} = s_{b,GEO}$ [N/m]	μ_{GEO} [SU]	k_{eq} [N/m]
Géotextile de base	300	0,75	$3,33 \cdot 10^8$	45	1,0	30.10^4

Tableau 24. Paramètres du géotextile de base.

7.2.1.3. Matériau impactant

Les remarques concernant la modélisation du matériau impactant sont les suivantes :

- le véhicule radiocommandé équipé d'un bélier acier était modélisé comme un unique cylindre ayant une masse de 5 kg, un diamètre de 5 cm et une longueur de 18 cm ;
- la particule impactante était envoyée à une vitesse horizontale de 10 m/s.

Les paramètres micromécaniques sont précisés dans le tableau suivant.

TYPE D'IMPACTANT	ρ_{IMP} [kg/m ³]	r_{IMP} [mm]	$k_{n,IMP} = k_{s,IMP}$ [N/m]	μ_{IMP} [SU]	v_{IMP} [m/s]	h_{IMP} [cm]
Impactant de base	$1,41.10^4$	25	10^{10}	1,0	10	17,5

Tableau 25. Paramètres de l'impactant de base.

7.2.2. Paramètres généraux du modèle

Les paramètres généraux du modèle sont rappelés ici :

- l'impact était observé selon une vue en profil d'un massif ;
- on ne considérait aucun amortissement numérique ;
- on considérait un effort de gravité vertical descendant d'accélération $9,81 \text{ m.s}^{-2}$;
- le massif reposait sur un élément mur horizontal. Un autre mur vertical était disposé à l'arrière du massif et chacun d'entre eux est de type rigide frottant.

7.2.3. Paramètre de calage

L'opération de calage entre le modèle et l'expérience se fait sur la courbe représentant l'évolution de la vitesse horizontale de l'impactant en fonction du temps. L'ouvrage modèle réduit concerné est l'ouvrage utilisant des renforcements en papier. La figure 104 présente deux courbes d'évolution de la vitesse en fonction du temps, la première notée « Courbe expérimentale » est associée à l'expérimentation sur modèle réduit et la seconde notée « Courbe de base » correspond à la modélisation numérique.

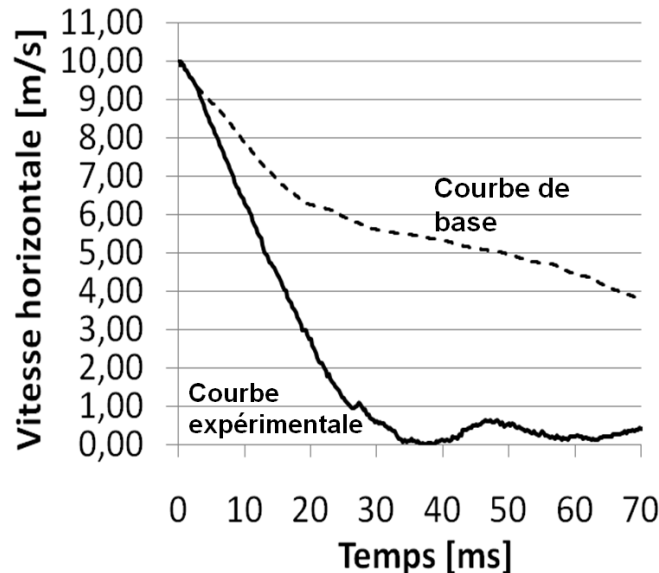


Figure 104. Comparaison de l'évolution de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre la simulation "de base" (notée "Courbe de base") et l'expérimentation sur modèle réduit (notée "Courbe expérimentale").

7.2.4. Résultats

A l'issue de la simulation, on observe un certain nombre de différences par rapport aux résultats issus de l'expérimentation. Deux phases peuvent être distinguées. Elles correspondent sur la courbe de base à deux évolutions quasi-linéaires (la première s'étend de 0 à 19 ms environ et la seconde au-delà de 19 ms).

Au début de l'impact, lors de la première phase, on observe une densification du milieu à l'arrière de l'impactant. La vitesse de celui-ci diminue rapidement et on observe bien un soulèvement du coin de Coulomb ainsi qu'une déformation homogène dans tout l'ouvrage.

En revanche, après 19 ms, l'impactant s'enfonce de manière trop importante, sa vitesse ne diminue presque plus et il finit par heurter la paroi située à l'arrière de l'ouvrage. Durant cette seconde phase, l'impactant transmet une part de son énergie cinétique à la zone supérieure de l'ouvrage qui se soulève en totalité. L'ouvrage se retrouve alors comme « coupé en deux » par l'impactant (ce phénomène avait été illustré sur la figure 74 du chapitre 5).

7.2.5. Conclusion sur le calage préliminaire

Qualitativement, la modélisation tend à accentuer les phénomènes observés dans les expérimentations (déformations et ruine de l'ouvrage). Lorsque les lits alvéolaires se soulèvent, ils commencent à redescendre bien après que l'impact se soit terminé. Quant à l'aspect quantitatif, un écart significatif peut être observé entre les courbes « expérimentale » et « de base ». Deux remarques principales peuvent être formulées. Tout d'abord, il semble que l'énergie cinétique de l'impactant ne

soit pas assez dissipée à mesure que celui-ci s'enfonce dans l'ouvrage et cela peut être dû aux hypothèses relatives à la modélisation. Ensuite, l'allure bilinéaire de la courbe de base semble liée à un phénomène qui n'est pas visible sur la courbe expérimentale. Elle suit plutôt une évolution « linéaire » uniquement sur les 25 premières millisecondes. Il apparaît ainsi nécessaire d'identifier l'origine de ce changement de pente aux environ de 19 ms dans l'évolution de la courbe de base.

Pour cela, différentes modélisations peuvent être effectuées.

7.3. Evolution du modèle de base en changeant la forme de l'impactant

7.3.1. Présentation et analyse de la simulation

Une première hypothèse a consisté à considérer la forme simplifiée de l'impactant comme pouvant être responsable de la faible dissipation de son énergie cinétique au cours du temps. Une simulation a ainsi été réalisée en modélisant une vue en coupe du véhicule utilisé dans l'expérimentation. Ce modèle d'impactant est constitué d'un « clump » (agglomérat insécable de particules) et inclue ainsi le bélien en acier, le châssis sur lequel il est attaché et les roues du véhicule. Les masses volumiques de chaque particule du modèle ont été ajustées de telle sorte que l'on obtienne la même masse totale et la même position du centre de gravité que celle du véhicule utilisé dans l'expérimentation. La figure 105 présente le nouveau modèle de l'impactant avant qu'il n'heurte l'ouvrage.

Les autres paramètres associés à la modélisation des matériaux sol et renforcement sont les mêmes que pour la simulation « de base ».

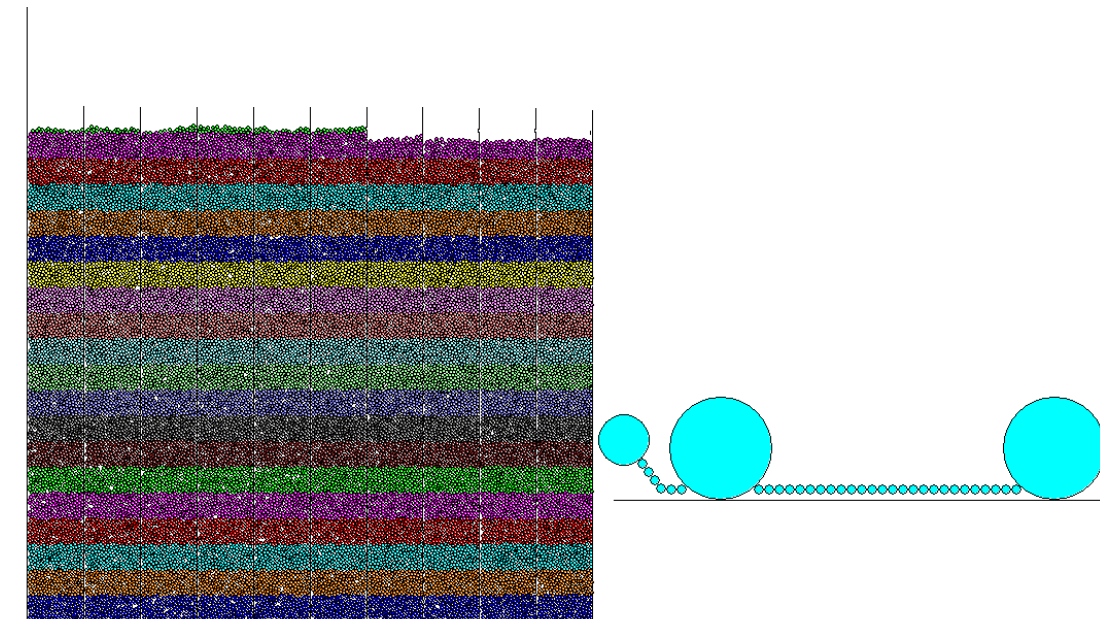


Figure 105. Simulation d'impact en tenant compte d'une modélisation plus réaliste de la forme de l'impactant.

La figure 106 présente les courbes d'évolution de la vitesse de l'impactant en fonction du temps pour la simulation « de base » et la présente simulation avec la nouvelle forme de l'impactant (courbe notée « forme réelle de l'impactant »).

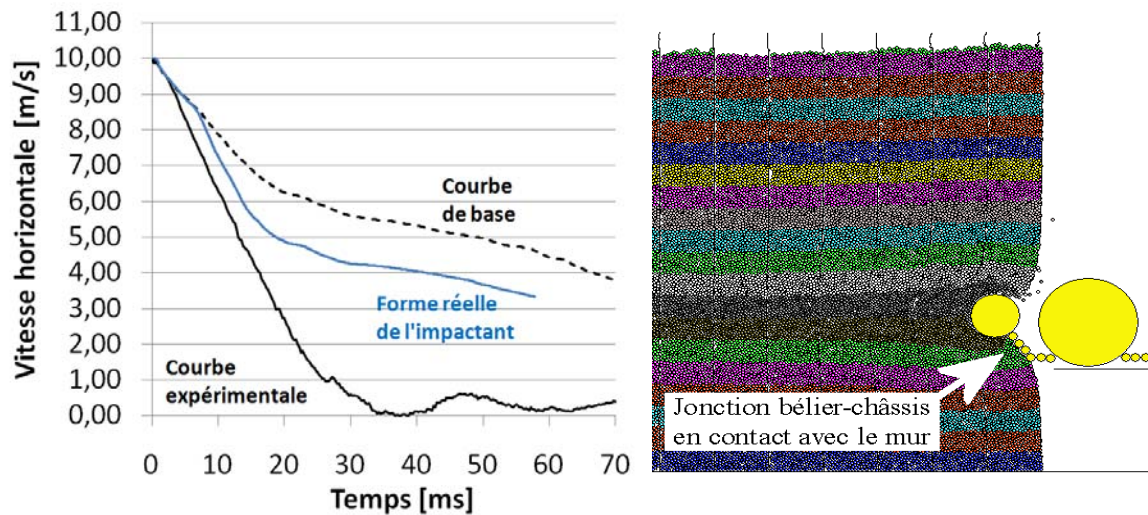


Figure 106. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base" et "Forme réelle de l'impactant".

Au début de l'impact, la courbe d'évolution de la vitesse a la même allure que celle de la simulation « de base ». A partir d'environ 8 ms, la jonction béliet-châssis entre en contact avec le mur (cf. figure 106 droite), la surface d'impact est alors doublée et la courbe « forme réelle de l'impactant » chute plus rapidement. En revanche, à partir de 19 ms, les deux courbes suivent la même pente. Le béliet situé à l'avant de l'impactant vient « éventrer » le massif de telle sorte que le reste du châssis n'entre que très peu en contact avec le massif. La dissipation par frottements châssis-massif est alors très faible.

La principale remarque concerne le mouvement vertical de l'impactant qui tend à être plus élevé que celui observé dans la simulation « de base » (cf. figure 107). Ce phénomène s'explique par l'inclinaison à 45° de la jonction béliet-châssis qui lorsqu'elle entre en contact avec le mur tend naturellement à « orienter » l'enfoncement de l'impactant vers le haut.

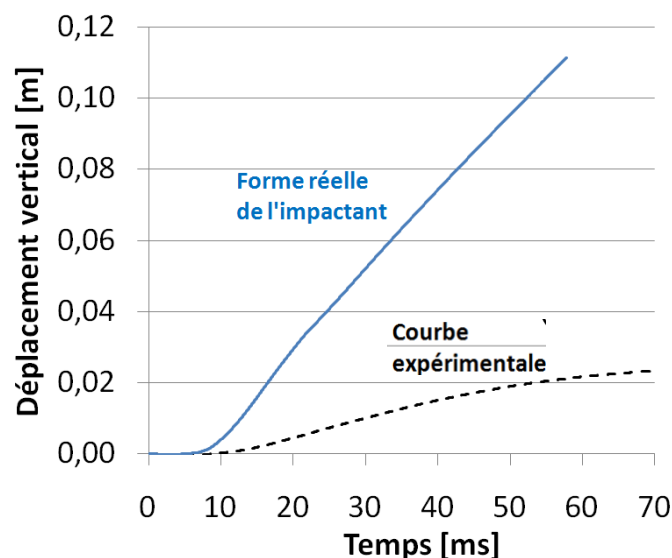


Figure 107. Comparaison du déplacement vertical de l'impactant entre les modèles "de base" et "Forme réelle de l'impactant".

7.3.2. Remarques sur l'influence de la prise en compte d'une forme plus réaliste de l'impactant

Il est difficile de considérer la forme de l'impactant comme un critère déterminant puisque la raison de l'écart « Courbe de base » et « Forme réelle de l'impactant » est due à la jonction bélière-châssis, ici modélisée comme des cylindres de 18 cm de long tandis que dans la réalité, cette jonction est un plat métallique d'une largeur de seulement 5 cm.

7.4. Evolution du modèle de base vers un modèle 2,5D

7.4.1. Simulation d'un cas extrême – l'ajout d'une paroi en tête du massif

Les résultats des modélisations préliminaires avaient pu mettre en évidence l'influence de la masse volumique du matériau sur l'évolution de la vitesse horizontale de l'impactant au cours du temps. Plus la masse était élevée, plus la diminution était rapide et importante. La masse volumique des particules intervenait dans le poids du coin de Coulomb qui, en se soulevant lors de l'impact, s'opposait à l'enfoncement de l'impactant. La présente simulation a donc consisté à étudier un cas extrême visant à bloquer le mouvement du coin de Coulomb en disposant une paroi en tête du massif. Les autres paramètres associés à la modélisation des matériaux sol, renforcement et impactant sont les mêmes que pour la simulation « de base ».

La figure 108 présente la courbe d'évolution de la vitesse horizontale d'impact ainsi que la modélisation du massif surplombé d'une paroi.

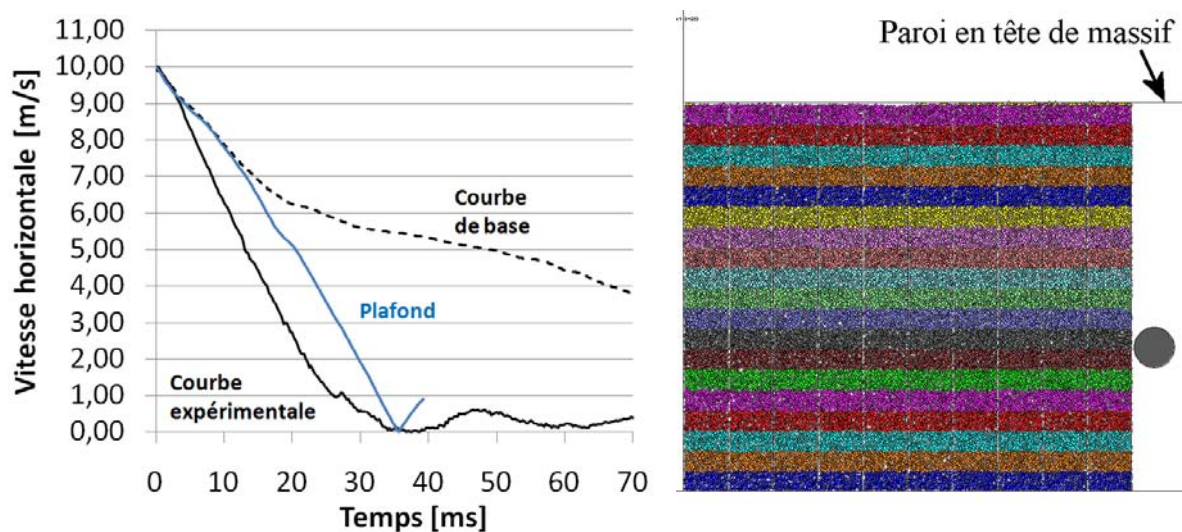


Figure 108. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base" et "Plafond".

L'analyse de cette courbe montre une très forte influence du blocage du déplacement du mur en partie supérieure. L'ajout d'une paroi induit une forte diminution de la vitesse de l'impactant au cours du temps et la courbe ne présente plus de « rupture de pente » aussi prononcée que pour la simulation « de base » aux environs de 19 ms. Ce résultat est en accord avec notre hypothèse selon laquelle le coin de Coulomb soulevé s'oppose à l'enfoncement de l'impactant dans l'ouvrage. Dans l'ensemble des simulations précédentes, la mise en mouvement de la **totalité** du coin survenait justement peu avant 19 ms, l'impactant rencontrait alors moins de « résistance » et pouvait donc poursuivre son enfoncement au sein de l'ouvrage.

Lorsque l'on observe les vidéos d'impact, le bloc de massif soulevé finit par retomber et regagne presque sa position d'origine. L'identification de zones quasi-immobiles pendant l'impact nous permet de penser que le bloc de massif est « retenu » au moyen d'un effort de rappel issu de la résistance en traction du système alvéolaire. Cet effort de rappel est illustré sur la figure 109 selon une vue en élévation.

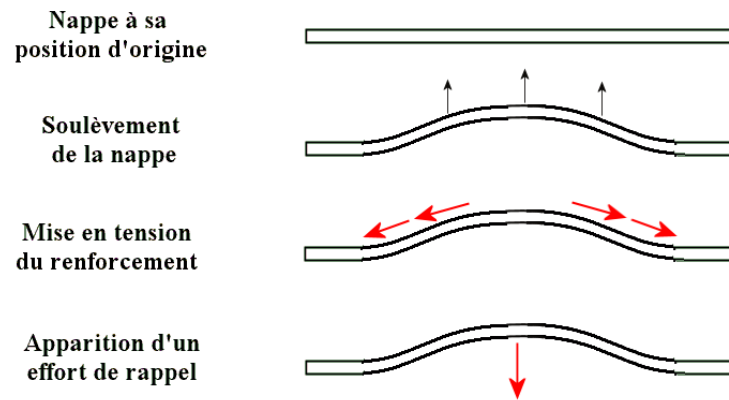


Figure 109. Illustration du phénomène d'effort de rappel selon une vue en élévation.

On rappelle que pour l'instant, le présent modèle numérique en vue de profil ne tient pas compte de cet effort de rappel. Afin de pouvoir disposer d'un modèle de massif dont le bloc se soulevant présente des capacités de déplacement vertical comprises entre celles du modèle existant (complètement libres) et celles de la simulation intégrant un plafond (complètement bloquées), nous avons introduit une loi d'attraction fictive similaire à celle qui est utilisée pour relier mécaniquement les deux bords opposés d'une même cellule. Le point suivant explique le fonctionnement du modèle reposant sur cette loi et que l'on appellera **modèle 2,5D** car il prend partiellement en compte les effets dus à la structure 3D du massif.

7.4.2. Intégration d'un effort de rappel vertical

7.4.2.1. Direction de l'effort de rappel

Un tel effort de rappel n'est dans la réalité pas uniquement dans la direction verticale (orthogonale au plan de la nappe) mais aussi dans la direction horizontale (parallèle au plan de la nappe) comme l'ont montré les déformations puisqu'un effet membrane a été observé dans les simulations « vue en plan ». Quelques remarques doivent être formulées.

Tout d'abord, envisager d'intégrer un effort de rappel horizontal dans le modèle « de base » sous-entend qu'une force horizontale supplémentaire sera appliquée aux bords diamétralement opposés d'une même alvéole, déjà soumis à une force simulant le confinement. Or nous ne souhaitons pas cumuler deux lois « fictives » dans la même direction par crainte d'engendrer un comportement mécanique beaucoup trop éloigné de la réalité et qui serait susceptible de conduire à des résultats aberrants. Un tel comportement dans le plan de la nappe ne semble pas décomposable en la somme deux lois simples.

Ensuite, dans le cas de l'ouvrage renforcé par des bandes papier, un grand nombre de liaisons intercellulaires ont rompues à chaque bord du bélier impactant lors de l'impact. Aucune déformation selon un effet membrane n'a pu être observée dans le plan de la nappe, attestant d'une très faible participation du renforcement selon ce plan de sollicitation.

Pour ces raisons, uniquement les efforts de rappel verticaux ont été considérés, pas les horizontaux.

7.4.2.2. Hypothèses de modélisation

Le modèle ne considère que la « tranche » de massif alignée avec le béliet impactant et qui n'est donc constituée que de cylindres de 18 cm de long. On qualifiera par la suite ceci « zone de la tranche ».

Lorsque cette tranche est écartée de sa position d'origine avant impact, elle est soumise à un effort de rappel. Cet effort résulte de la résistance en traction du renforcement alvéolaire présent dans le massif.

En considérant le plan vertical passant par le milieu de la tranche (ce qui correspond à la vue du modèle numérique en vue de profil), on admet que pour chaque nappe alvéolaire, il existe un éloignement par rapport à ce plan à partir duquel la nappe peut être considérée comme un ancrage pour la « zone de la tranche ».

Le tronçon de nappe situé entre la « zone d'ancrage » et la « zone de la tranche » présente une résistance en traction que l'on a choisi de modéliser par un ressort. On l'appellera « tronçon ressort ». La force de rappel qui en découle est ainsi élastique-linéaire. La raideur de ce ressort est notée k_{RV} . Sa valeur est fonction de la réponse mécanique du tronçon de nappe lorsqu'il est soumis à un effort de traction dans son plan. La longueur initiale de ce ressort est notée l_{RV} et correspond à la longueur estimée du tronçon de nappe.

La figure 110 illustre le principe de modélisation de l'effort de rappel vertical.

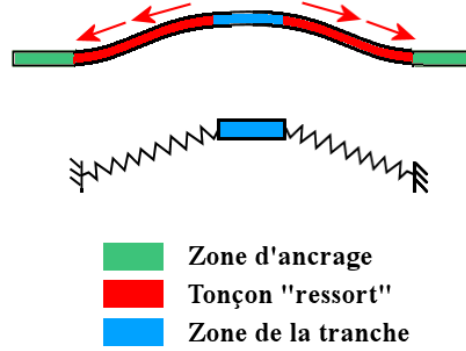


Figure 110. Modélisation de l'effort de rappel vertical à l'aide de ressorts selon une vue en élévation.

Selon cette figure, on peut constater que la projection verticale de la résultante de la force de rappel est exprimée comme suit :

$$F_{RV,Y} = 2 \cdot \sin\left(\arctan\left(\frac{d_y}{l_{RV}}\right)\right) \cdot k_{RV} \cdot \left(\sqrt{l_{RV}^2 + d_y^2} - l_{RV}\right) \quad (E 89)$$

Avec :

d_y la distance verticale de la nappe par rapport à sa position d'origine ;

l_{RV} la longueur initiale du tronçon ressort ;

k_{RV} la raideur du tronçon ressort.

On constate ainsi que plus la valeur l_{RV} est élevée, plus celle de $F_{RV,Y}$ est faible.

7.4.2.3. Identification des paramètres k_{RV} et l_{RV}

L'ouvrage impacté étant constitué d'un empilement de nappes alvéolaires, la modélisation de l'effort de rappel implique la détermination de deux paramètres ($k_{RV,i}$ et $l_{RV,i}$) pour chaque nappe. Pour cela, on identifie la « zone de la tranche » et la « zone d'ancrage » sur la vue en élévation du massif expérimental ayant été impacté. On peut ensuite en déduire la zone des tronçons de nappes devant être modélisée comme des ressorts. La figure 111 présente ces différentes zones.

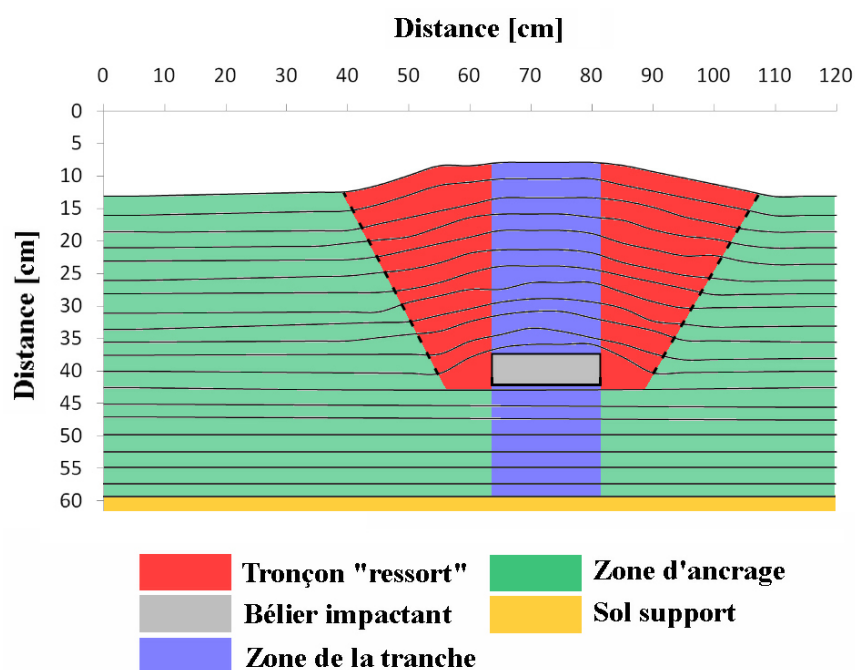


Figure 111. Identification des 3 zones sur une vue en élévation pour la détermination des paramètres k_{RV} et l_{RV} .

Détermination de l_{RV} . Pour chaque nappe, il est possible de mesurer la longueur du tronçon située entre la « zone d’ancrage » et la « zone de la tranche » et ainsi déterminer les valeurs l_{RV} de chaque nappe. Sur la figure, la plus petite valeur notée l_{RVmin} est de 8 cm et est située au niveau du bélier impactant. La plus grande valeur notée $l_{RV,max}$ est de 23 cm. Elle est située en tête du mur.

Détermination de k_{RV} . Pour déterminer les valeurs de k_{RV} , on utilise le modèle vu en plan pour simuler une nappe alvéolaire remplie du même matériau que celui du massif et que l’on soumet à un effort de traction à vitesse constante (0,05 m/s) comme le présente la figure 112.

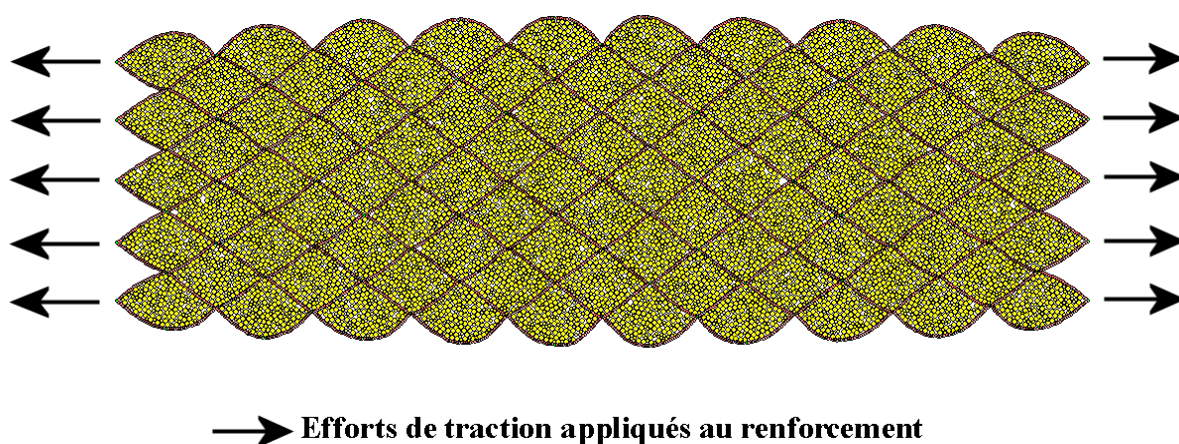


Figure 112. Exemple de simulation d'essai de traction sur une nappe alvéolaire.

A l’issue d’une simulation, on détermine la courbe de l’effort de traction moyen en fonction du déplacement. On procède alors à une approximation linéaire de la courbe pour déterminer la valeur du paramètre k_{RV} comme présenté sur la figure 113. L’ensemble des essais réalisés a permis d’encadrer la valeur de k_{RV} entre une valeur minimale $k_{RV,min}$ correspondant au tronçon de nappe le plus long situé en

tête de massif et de valeur environ 5000 N/m et une valeur maximale $k_{RV,max}$ correspondant au tronçon de nappe le plus court située au niveau du béliet impactant et de valeur environ 20000 N/m.

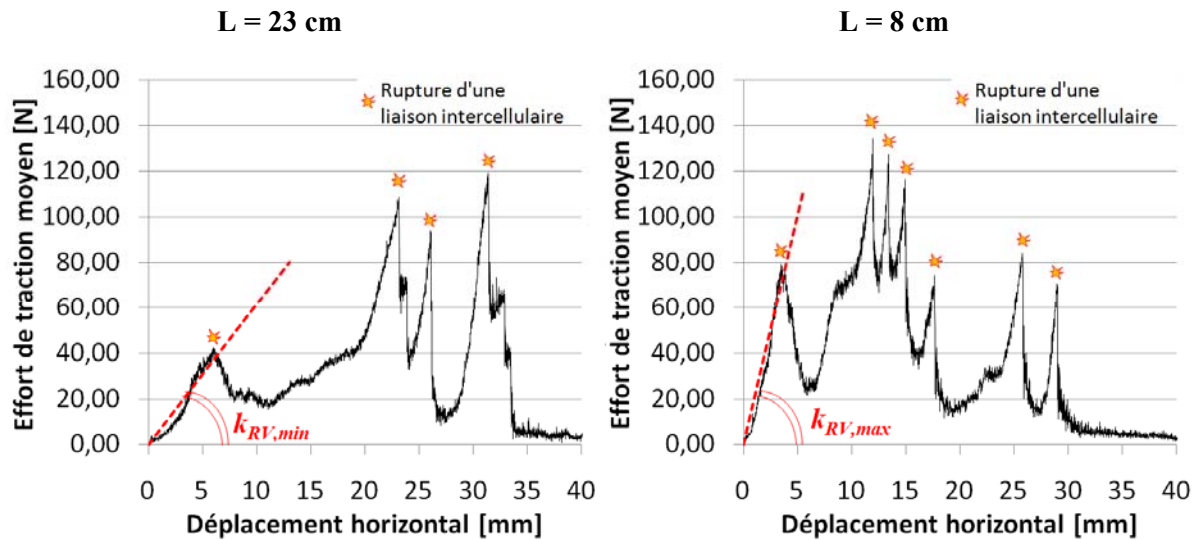


Figure 113. Effort de traction moyen en fonction de l'allongement horizontal de la nappe.

7.4.2.4. Simulations

Envisager une simulation prenant en compte l'ensemble des couples (k_{RV} , l_{RV}) augmenterait le nombre d'opérations effectuées par le logiciel à chaque pas de temps, et par conséquent, augmenterait significativement le temps total de résolution. Voilà pourquoi il a été fait le choix de développer au préalable deux simulations en appliquant un unique couple (k_{RV} , l_{RV}) à l'ensemble des nappes alvéolaires. La première considère le couple $k_{RV,max}$ et $l_{RV,min}$ et la seconde le couple $k_{RV,min}$ et $l_{RV,max}$. Ces deux simulations permettent de simuler un fuseau de comportement délimité par une force de rappel élevée notée $F_{RV,Y,max}$ pour l'ensemble des nappes alvéolaires (couple $k_{RV,max}$ et $l_{RV,min}$) et une force de rappel faible notée $F_{RV,Y,min}$ (couple $k_{RV,min}$ et $l_{RV,max}$). Le comportement réel de l'ouvrage est donc compris entre ces deux extrêmes.

Les autres paramètres associés à la modélisation des matériaux sol, renforcement et impactant sont les mêmes que pour la simulation « de base ».

La figure 114 présente les courbes résultats de ces deux simulations et les compare avec celle de la simulation « de base ».

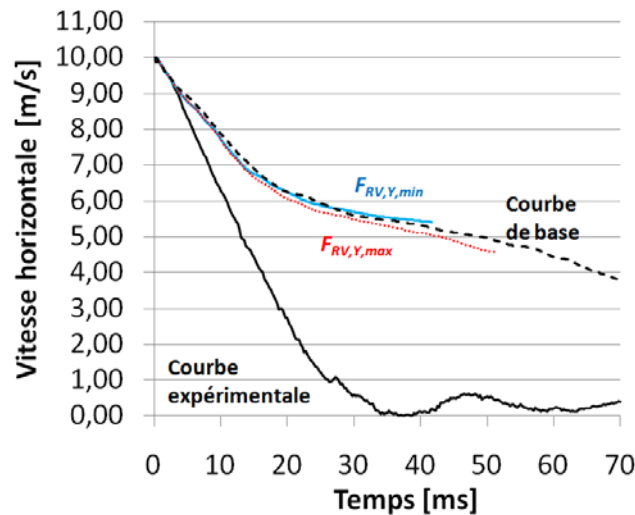


Figure 114. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base", " $F_{RV,Y,min}$ " et " $F_{RV,Y,max}$ ".

Les résultats présentés nous montrent une influence très faible, voire quasi-nulle de la prise en compte d'un effort de rappel sur l'évolution de la vitesse horizontale de l'impactant au cours du temps. En revanche, si l'on observe les vidéos issues des simulations, on peut constater d'importantes différences en termes de comportement du matériau renforcement en zone supérieure du mur. Pour la simulation « de base », ce dernier est soulevé en même temps que le sol et atteint des hauteurs très importantes. En revanche, le matériau renforcement se soulève beaucoup moins dans le cas de la simulation « $F_{RV,Y,min}$ », voire quasiment pas dans le cas de la simulation « $F_{RV,Y,max}$ ». Il est important de préciser que le sol s'échappe quant à lui des alvéoles. Le volume de sol ainsi déplacé est sensiblement le même pour les modèle « de base » et pour les modèles « $F_{RV,Y}$ ».

Lorsque l'on analyse plus précisément les vidéos de l'expérimentation, on constate que ce phénomène du sol se soulevant plus vite que le renforcement est aussi présent. La figure 115 compare une vue de profil pour la simulation « de base » et pour la simulation « $F_{RV,Y,max}$ ».

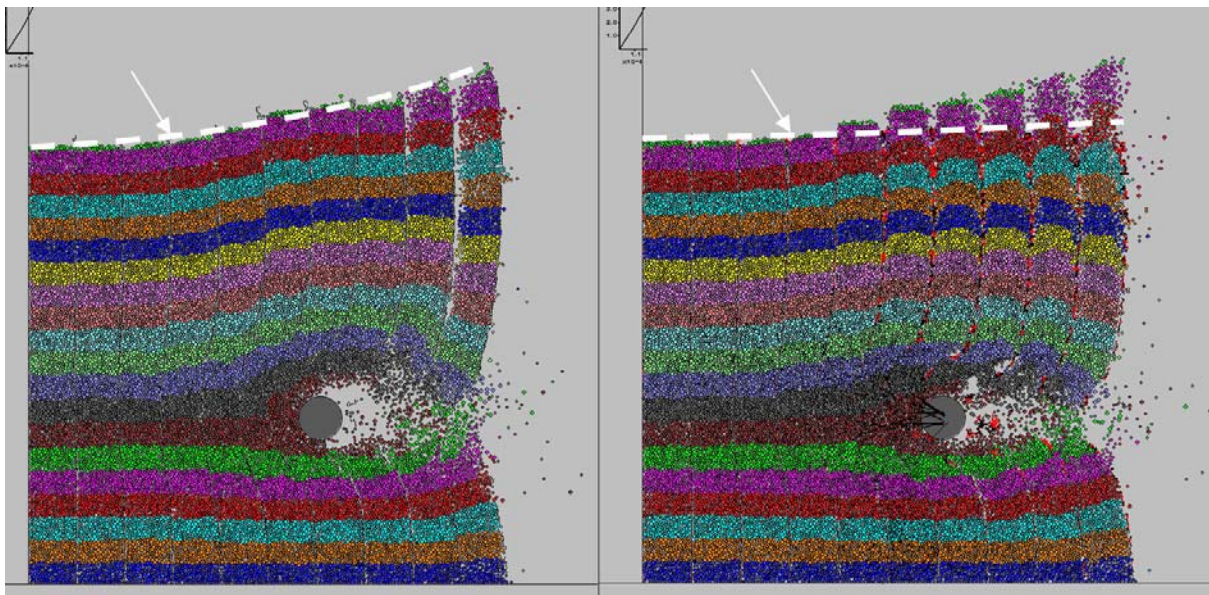


Figure 115. Comparaison cinématique du modèle d'impact « de base » (gauche) et « $F_{RV,Y,max}$ » (droite) au même instant. La ligne en pointillés indique la limite supérieure du dernier lit de renforcement.

7.4.2.5. Etude du confinement

Face à cette précédente observation, nous avons émis l'hypothèse d'une insuffisance du confinement des alvéoles. En effet, si le sol n'est pas comprimé, ce dernier peut s'échapper librement des alvéoles. Nous avons voulu vérifier cette hypothèse par le biais d'une nouvelle simulation dont la courbe d'évolution de la vitesse de l'impactant au cours du temps sera notée « confinement ». En termes de paramètres, cette simulation est la même que la simulation « $F_{RV,Y,max}$ ». Seule particularité, avant l'impact, on procède à une légère réduction du diamètre des alvéoles (de 5,5 cm à 5,45 cm) pour venir comprimer le sol et ainsi augmenter le confinement. La figure 116 compare les courbes résultats des simulations « $F_{RV,Y,max}$ » et « Confinement ».

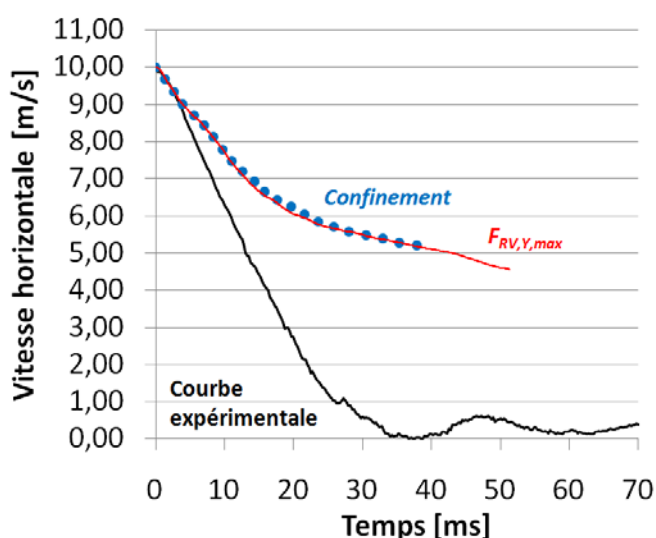


Figure 116. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base", " $F_{RV,Y,max}$ " et "Confinement".

On ne constate aucun changement sur la courbe d'évolution de la vitesse de l'impactant en fonction du temps. Sur les vidéos des simulations, le sol s'échappe de la même manière mais dans les zones où il est encore présent dans les alvéoles, il présente une forme beaucoup plus convexe vers le haut, signe de l'effet de confinement de l'alvéole. Cette forme convexe est illustrée sur la figure 115 droite.

7.4.3. Remarques sur la faible influence d'une prise en compte de l'effort de rappel vertical

Il est difficile de conclure quant à la faible influence d'une prise en compte de l'effort de rappel vertical. En effet, sur le plan cinématique, les renforcements suivent un mouvement plus proche de la réalité en ne s'éloignant plus indéfiniment de leur position d'origine, en revanche, ils ne parviennent pas à retenir le sol en place. Le coin de Coulomb ainsi soulevé par l'impactant ne bénéficie donc pas de cet effort de rappel vertical et ne contribue donc pas à une réduction plus importante de la vitesse de l'impactant au cours du temps.

Cela dit, il est important de souligner que la raison de cette faible influence provient sans doute du frottement du sol qui a été modélisé avec une valeur plus faible (25°) que celle évaluée expérimentalement (40°). Le frottement à l'interface entre le sol et le renforcement est donc lui aussi trop faible, hypothèse illustrée par l'absence de modifications de la courbe d'évolution de la vitesse malgré une augmentation du confinement du sol.

Pour cette raison, il apparaît nécessaire de chercher à améliorer le modèle de base en permettant une modélisation de matériaux beaucoup plus frottants.

7.5. Augmentation du frottement macroscopique

7.5.1. Objectifs

L'objectif de cette partie est de modéliser un matériau présentant un angle de frottement φ plus élevé. Cet angle de frottement dépend des différents paramètres micromécaniques servant à modéliser notre sol. Cependant, nous ne pouvons les faire varier à moins de modifier les paramètres macroscopiques du matériau (module d'Young, coefficient de Poisson, granulométrie...). Un certain nombre de travaux de recherche [IWA et al. 98], [JIA et al. 05] ont souligné que la modélisation de milieux granulaires comme un ensemble de particules cylindriques ou sphériques soulève un problème lié à la capacité de roulement de celles-ci. En effet, cette capacité de rotation des particules conduit à une réduction de l'angle de frottement macroscopique du milieu granulaire modélisé. Comme beaucoup d'autres logiciel de MED, PFC2D® n'offre qu'un contrôle très limité de cette rotation soit en la laissant libre (ce que nous avons jusqu'à présent fait) soit en la bloquant totalement. En raison de cette diminution du frottement, certains de ces auteurs comme Iwashita et al. [IWA et al. 98] ou Jiang et al. [JIA et al. 05] ont cherché à parer à ce problème en introduisant dans leurs modélisations une loi de comportement visant à diminuer la capacité de roulement des particules sans la bloquer totalement. On parlera alors de **loi de résistance au roulement**.

7.5.2. Simulation d'un cas extrême – le blocage total des rotations des particules

L'environnement du logiciel PFC2D® n'intégrant pas par défaut une telle loi de résistance au roulement, il est alors nécessaire de l'implémenter. Une telle démarche, bien qu'elle tende à améliorer le comportement mécanique des matériaux modélisés, implique que le logiciel effectue des opérations supplémentaires à chaque pas de temps, augmentant significativement le temps de résolution, ce qui est déjà le cas avec la loi d'attraction fictive que nous avons implémentée qui relie mécaniquement les deux bords opposés d'une même cellule. Par ailleurs, nous ignorons à ce stade si une augmentation de l'angle de frottement peut induire une diminution suffisante de la vitesse de l'impactant au cours du temps.

C'est pour cette raison que nous avons tout d'abord réalisé une simulation en bloquant complètement la rotation des particules. Un tel blocage permet de modéliser un matériau présentant un angle de frottement très élevé sans pour autant augmenter le temps de résolution. Des simulations d'essais biaxiaux ont été réalisées et conduisent à un matériau présentant les caractéristiques suivantes :

TYPE DE SOL	ρ_{SOL} [kg/m ³]	$r_{min} ; r_{max}$ [mm]	$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$ [N.m]	μ_{SOL} [SU]	E_{SOL} [MPa]	ν_{SOL} [SU]	φ_{SOL} [°]	e [SU]
Sol « rotations bloquées »	600	1 ; 2	1,2.10 ⁶ 0,6.10 ⁶	1,0	0,5	0,2	52	0,33

Tableau 26. Paramètres du sol "rotations bloquées"

Les autres paramètres associés à la modélisation des matériaux sol et renforcement sont les mêmes que pour la simulation « de base ». La figure 117 présente les courbes d'évolution de la vitesse de l'impactant en fonction du temps pour la simulation « de base » et la présente simulation tenant compte du blocage en rotation des particules (courbe notée « rotations bloquées »).

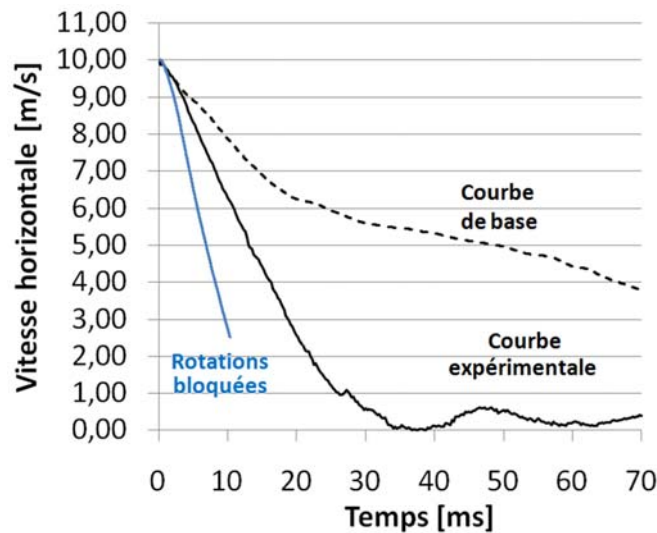


Figure 117. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles "de base" et « rotations bloquées ».

Le résultat de cette figure montre que pour un matériau présentant un angle de frottement élevé, nous obtenons une diminution de la vitesse bien plus importante que celle mesurée expérimentalement. L'angle de frottement du matériau apparaît ainsi comme le paramètre le plus influent de tous.

Une telle observation, nous confirme la pertinence de chercher à implémenter une loi de résistance au roulement pour augmenter l'angle de frottement du matériau modélisé.

7.5.3. Recours à une loi de résistance au roulement

7.5.3.1. Principe de fonctionnement de la loi

Dans le cadre de nos travaux, nous avons fait le choix de réutiliser le modèle développé par Jiang et al. [JIA et al. 05] pour modéliser notre sol. Nous ne présenterons ici que le principe général de fonctionnement de cette loi de résistance au roulement. Le lecteur pourra se référer à la référence associée pour obtenir plus de détails quant au développement des équations et à la justification de cette loi.

Cette loi consiste à appliquer un moment orienté dans le sens contraire de celui de la rotation relative totale du système {particule-particule} ou {particule-paroi}. La loi peut donc être représentée comme une courbe représentant l'évolution du moment M appliqué à la particule en fonction de la rotation relative θr , soit une loi $M = f(\theta r)$. Physiquement, l'ajout de cette loi peut se justifier par l'angularité des particules réelles (sable, graviers etc...). Lorsque deux particules sont en contact, cette angularité vient augmenter la résistance au roulement d'une particule sur une autre. Ainsi pour pouvoir rouler, la valeur du moment M appliqué à une particule « anguleuse » est bien supérieure à celle appliquée à une sphère (ou un cylindre) de même taille. Le processus de roulement illustré sur la figure 118 peut donc être décrit comme ceci :

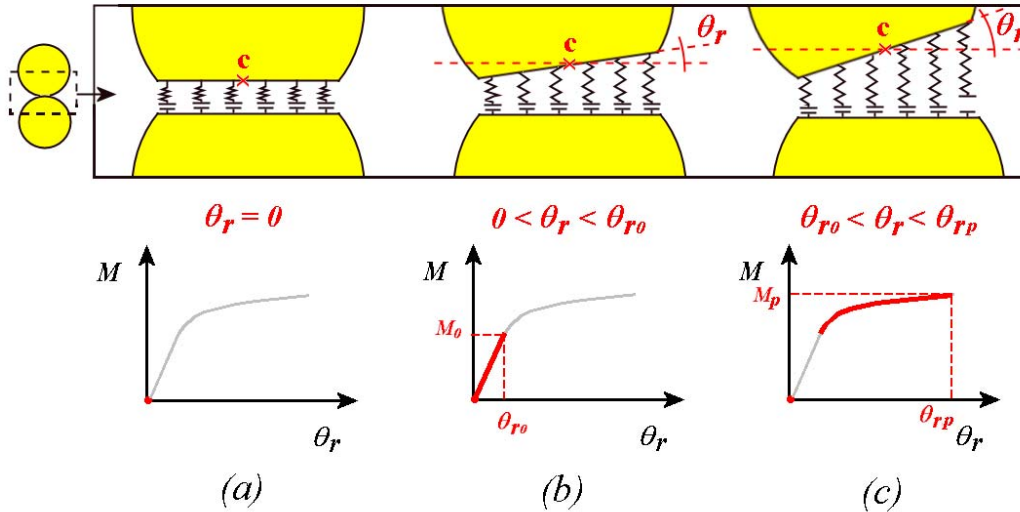


Figure 118. Illustration de la loi de résistance au roulement.

- On note M , la valeur du moment appliqué à une particule et θ_r la rotation relative totale.
- Figure 118 (a) : Au début du phénomène, $\theta_r = 0$ et on suppose une valeur de M non nulle. Le contact entre les deux particules peut être assimilé à un ensemble de i ressorts de raideur k' disposés en parallèle et répartis sur toute la zone de contact. Ces ressorts sont tous supposés en compression et on remarquera que la raideur de contact dans la direction normale notée K_n est reliée aux i ressorts par la relation suivante :

$$K_n = i \cdot k'$$

- Figure 118 (b) : La particule commence à rouler et M augmente de manière linéaire jusqu'à une valeur M_0 telle que :

$$M_0 = \frac{1}{6} \cdot F_n \cdot B = \frac{1}{6} \cdot F_n \cdot \delta \cdot r \quad (E\ 90)$$

Avec :

- k_r , la raideur de rotation,
- F_n l'effort interparticulaire dans la direction normale,
- δ le paramètre de forme de la particule considérée (cf. 7.5.4.),
- r le rayon de la particule considérée.

On se situe alors dans la phase élastique du roulement.

- Figure 118 (c) : Au-delà de cette valeur M_0 , un des ressorts situé sur un des bords de la zone de contact n'est plus en compression et perd son contact. Le rapport M / θ_r diminue et le roulement s'amorce progressivement jusqu'à une valeur M_p .
- A partir de M_p , la particule roule sur l'autre élément.

7.5.4. Paramètre de forme δ

Le modèle développé par Iwashita et al. s'avère très facile à implanter dans un modèle aux éléments discrets car il ne requiert qu'un seul paramètre d'entrée qui est un « paramètre de forme » des particules noté δ . Ce paramètre conditionne ainsi la taille de la surface de contact entre une particule et un élément (cf. figure 119). La valeur de δ est constante au cours du temps et peut alors être fixée par l'utilisateur pour **chaque** particule bien qu'en pratique, on fixera le même pour l'ensemble du milieu.

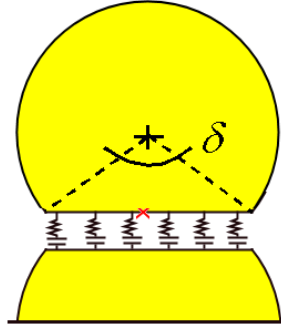


Figure 119. Lien entre le paramètre de forme δ et la surface de contact considérée pour le roulement.

7.5.4.1. Modèle de comportement mécanique retenu

Il est important de souligner que la prise en compte d'une telle loi peut augmenter de manière significative (un coefficient de 4 a été observé en moyenne) le temps de résolution d'une simulation. Cela s'explique par le fait qu'à chaque pas de temps, le logiciel doit d'abord parcourir l'ensemble des contacts de **chaque** particule puis déterminer pour chaque contact la rotation relative mesurée ainsi que le moment résistant à appliquer. Plus le modèle de comportement est complexe, plus le nombre d'opérations est élevé à chaque pas de temps.

Pour cette raison, nous avons fait le choix d'un comportement simplifié de type élastique parfait comme illustré sur la figure 120. Le nombre d'opérations de calcul s'en trouve ainsi réduit.

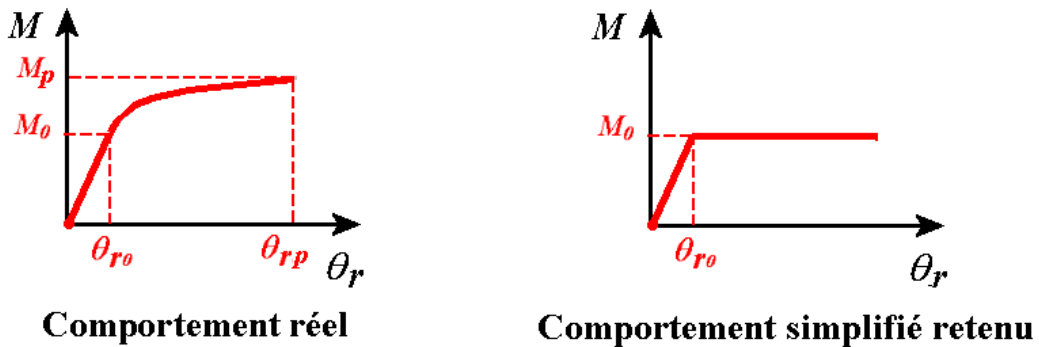


Figure 120. Illustration du modèle simplifié retenu pour notre modèle.

On précise ici que :

$$\theta_{r0} = \frac{2 \cdot F_n}{K_n \cdot \delta \cdot r} \quad (E 91)$$

7.5.4.2. Simulations

Les simulations suivantes consistent à faire varier le paramètre δ pour évaluer l'influence du frottement sur la réponse mécanique de l'ouvrage. Les autres paramètres associés à la modélisation des matériaux renforcement et impactant sont les mêmes que pour la simulation « de base ». A partir d'essais biaxiaux, les sols modélisés sont récapitulés dans le tableau 27.

TYPE DE SOL	δ	ρ_{SOL} [kg/m ³]	$r_{min} ; r_{max}$ [mm]	$k_{n,SOL} ; k_{s,SOL}$ [N.m]	μ_{SOL} [SU]	E_{SOL} [MPa]	ν_{SOL} [SU]	φ_{SOL} [°]	e [SU]
Sol de base	-	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,21	24	0,33
Sol « $\delta = 0,2$ »	0,2	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,2	26	0,33
Sol « $\delta = 0,4$ »	0,4	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,21	28	0,33
Sol « $\delta = 0,6$ »	0,6	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,2	31	0,33
Sol « $\delta = 0,8$ »	0,8	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,2	33	0,33
Sol « $\delta = 1,0$ »	1,0	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,19	35	0,33
Sol « $\delta = 2,0$ »	2,0	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,19	43,5	0,33
Sol « rotations bloquées »	-	600	1 ; 2	$1,2 \cdot 10^6$ $0,6 \cdot 10^6$	1,0	0,5	0,2	52	0,33

Tableau 27. Synthèse des sols frottants modélisés

La figure 121 présente les courbes d'évolution de la vitesse de l'impactant en fonction du temps pour la simulation « de base » et les différentes simulations tenant compte du blocage en rotation ainsi que des différentes résistances au roulement des particules (courbes notées « $\varphi =$ »).

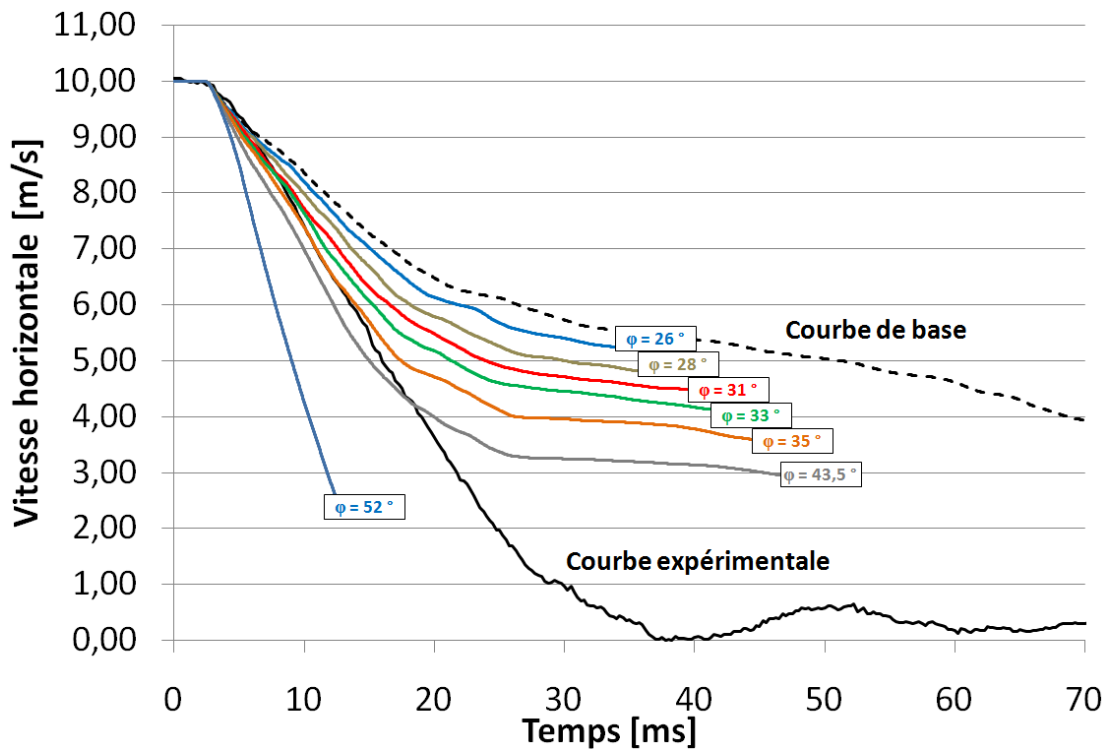


Figure 121. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre le modèle « de base » et les modèles « frottants » notés « $\varphi =$ ».

La figure précédente montre la forte influence de l'angle de frottement sur l'évolution de la vitesse de l'impactant au cours du temps. Plus l'angle est élevé, plus la diminution est rapide. En revanche, on distingue toujours les deux phases avant et après 19 ms correspondant à la mise en mouvement total du coin de Coulomb.

7.5.5. Remarques sur l'augmentation de l'angle de frottement

La variation de l'angle de frottement s'avérerait être une piste pertinente puisqu'en modélisant un matériau présentant le même angle de frottement que le matériau réel, on obtient un écart de calage presque deux fois plus faible qu'avec le modèle de base. En revanche, la variation de ce seul paramètre ne suffit pas à obtenir le calage total du modèle numérique sur l'expérience. Par ailleurs, ces simulations ont demandé un temps de résolution environ 4 fois plus long que pour la simulation de base, soit une durée de presque une dizaine de jours. De ce fait, les simulations qui suivent n'intègrent pas cette loi de résistance au roulement afin de pouvoir en multiplier le nombre et explorer ainsi un plus grand nombre de cas de figures.

7.6. Remarques sur le calage du modèle « vue de profil »

7.6.1. Simulation tenant compte d'un paramètre d'amortissement local

Après avoir exploré des pistes permettant une amélioration de la modélisation des différents matériaux (impactant, renforcements et sol), le calage du modèle « vue de profil » sur l'expérience d'impact sur l'ouvrage papier peut se faire à l'aide d'un paramètre d'amortissement appelé sous PFC « amortissement local ». Nous n'avons pas souhaité nous en servir jusqu'à présent car son principe de fonctionnement consiste à diminuer l'accélération de toutes les particules au cours du temps, et de ce fait, l'évolution de la vitesse de l'impactant au cours du temps. Dans un contexte dynamique, et donc pour un phénomène qui dépend du temps, la variation du paramètre d'entrée α qui y est associé (cf. chapitre 3) a une très forte influence sur le résultat. Cependant, nous avons vu dans le chapitre 3 que différents auteurs ainsi que les manuels du logiciel recommandent d'utiliser cet amortissement afin de s'affranchir de perturbations numériques, ou encore pour limiter la propagation d'ondes « parasites » dans le milieu granulaire modélisé. Dans l'ensemble, une valeur de l'ordre de 0,3 est recommandée pour les problèmes de dynamique cyclique comme les séismes. Cette valeur peut être inférieure pour des problèmes de dynamique rapide, ce qui est notre cas.

Afin d'évaluer la pertinence de ces remarques, il s'avère donc intéressant d'effectuer plusieurs simulations en faisant varier la valeur du paramètre α (0,025 / 0,05 / 0,1 / 0,2 / 0,4 / 0,8). Les autres paramètres associés à la modélisation des matériaux sol, renforcement et impactant sont les mêmes que pour la simulation « de base ». La figure 122 présente les courbes résultats de ces simulations et les compare avec celle de la simulation « de base ».

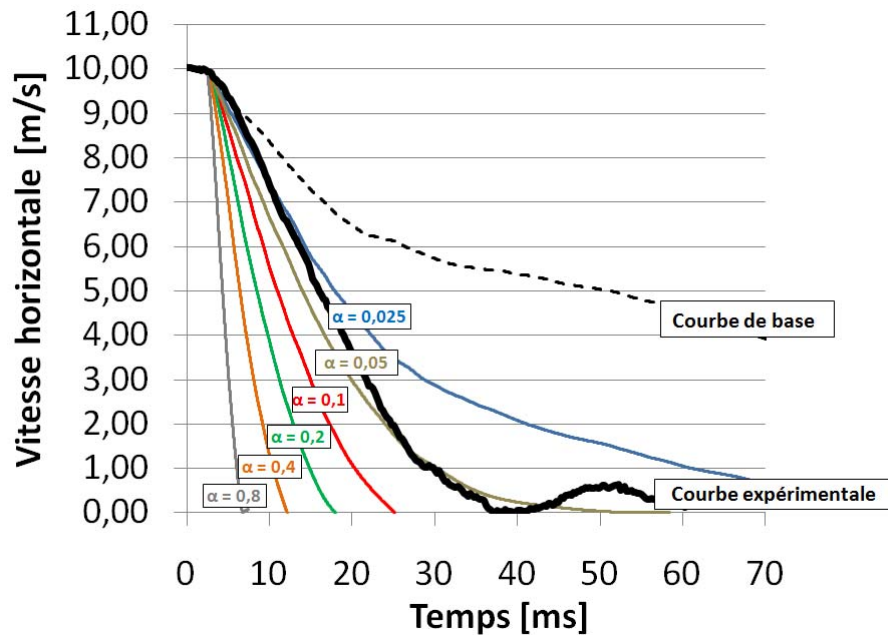


Figure 122. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « de base » et les modèles « amortis » pour différentes valeurs de α .

A partir de cette figure, on peut constater que le modèle « de base » développé présente une courbe calée avec le plus faible écart pour une valeur d'amortissement locale voisine de $\alpha = 0,05$. Compte tenu des recommandations faites auparavant sur la valeur de α , on peut considérer que les hypothèses régissant le modèle numérique sont de ce fait raisonnablement pertinentes.

7.6.2. Concernant l'expérimentation d'impact sur l'ouvrage en plastique

Il est nécessaire de souligner que s'est aussi posée la question du calage du modèle numérique sur l'expérience d'impact sur l'ouvrage renforcé par des bandes plastiques. On présentera ici la réflexion qui a été conduite à ce sujet.

Il est tout d'abord important de rappeler que l'origine de la différence de comportement mécanique entre les deux ouvrages provient uniquement des deux renforcements utilisés. Comme lors des expériences, le sol ainsi que l'impactant sont les mêmes pour les deux ouvrages. De ce fait, le modèle numérique « vue de profil » associé à l'ouvrage plastique ne comporte de différences avec le modèle associé à l'ouvrage papier qu'au niveau de la modélisation du renforcement. Les paramètres d'entrée seront donc différents pour :

- la loi d'attraction fictive reliant deux bords diamétralement opposés d'une même alvéole au travers du paramètre k_{eq} ;
- éventuellement la loi régissant l'effort de rappel vertical au travers des paramètres k_0 et l_0 .

7.6.2.1. Loi d'attraction fictive simulant le confinement

Les essais de gonflement comme illustré sur la figure 71 ont conduit à une valeur de k_{eq} égale à $1,5 \cdot 10^4$ N/m. Les autres paramètres associés à la modélisation des matériaux sol, renforcement et impactant sont les mêmes que pour la simulation « de base ».

La figure 123 présente la courbe d'évolution de la vitesse horizontale d'impact issue de l'expérience et de la modélisation « de base » associée, dans le cas du renforcement papier et dans le cas du renforcement plastique.

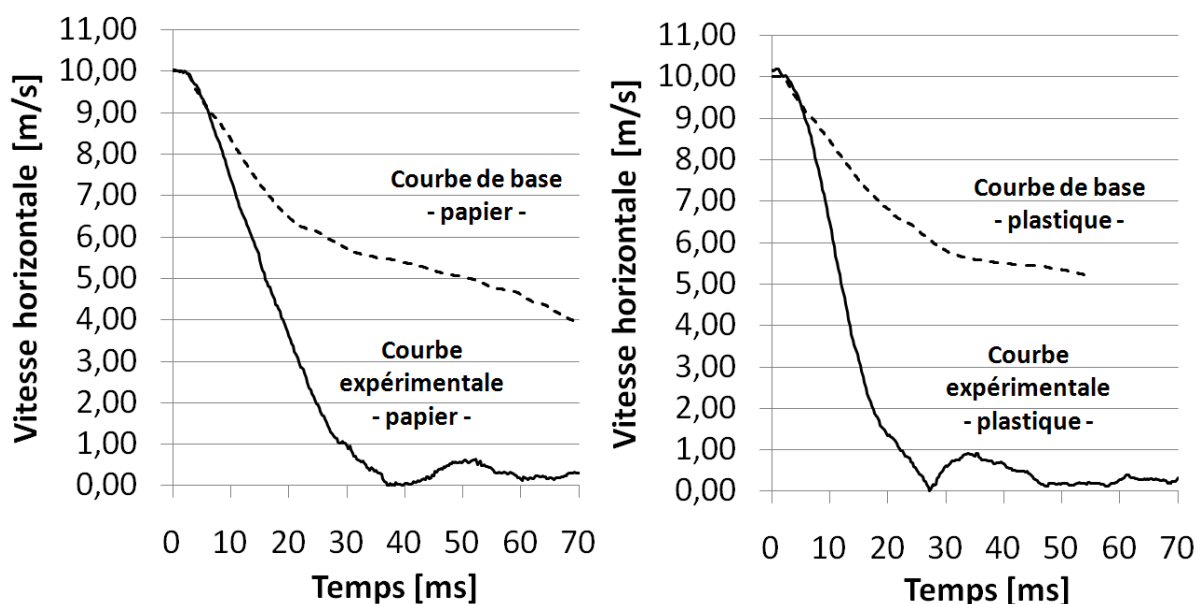


Figure 123. Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « de base » et les expériences (gauche) pour le renforcement papier (droite) pour le renforcement plastique.

On peut constater que la courbe obtenue pour l'ouvrage renforcé avec des bandes plastiques présente relativement peu de différence avec la courbe du modèle « de base » tenant compte du renforcement papier. La modélisation du renforcement au travers de la loi fictive d'attraction entre les deux bords d'une même cellule paraît donc insuffisante pour simuler différents comportements mécaniques.

Par la suite, on peut supposer à juste titre que les réflexions et les observations que nous avons faites pour le modèle « de base – papier » seront les mêmes pour le modèle « de base – plastique ».

Le travail du calage du modèle « de base – plastique » n'est donc pas allé plus loin.

7.6.2.2. Loi régissant l'effort de rappel

La même réflexion que pour l'ouvrage papier a été menée concernant la prise en compte d'un effort de rappel horizontal. L'expérience d'impact a montré un très faible nombre de rupture au niveau des liaisons intercellulaires, ce qui s'est traduit dans le plan des nappes impactées, par une déformation selon un effet membrane plus marquée. En conséquence, bien que la prise en compte d'un effort de rappel horizontal s'avère pertinent, il conduirait cependant à vérifier si elle n'entre pas « en conflit » avec la loi fictive simulant le confinement et auquel cas, à envisager l'implémentation d'une nouvelle loi de comportement permettant la gestion combinée du phénomène de confinement ainsi que de l'effort de rappel.

Bien que pertinente, cette piste n'a pas été explorée dans le présent travail.

7.7. Calage du modèle « vue en plan » à l'aide d'un amortissement numérique

7.7.1. Remarques préalables sur le calage du modèle « vue en plan »

Le recours au modèle « vue en plan » présentait au préalable trois limites importantes qui nous ont conduits à l'écarter d'une opération de calage.

- tout d'abord ce modèle ne tient pas compte d'un effort de gravité. La résistance qu'oppose le coin de Coulomb soulevée n'est donc pas prise en compte ;
- ensuite, les particules situées dans le plan de la nappe ne sont aucunement soumises au confinement induit par la nappe située en dessous et celle située au dessus. Ce confinement est cependant important puisqu'il diminue la mobilité des particules en exerçant des efforts de frottement à l'interface entre les nappes ;
- enfin, la taille du modèle d'une nappe complète est bien supérieure à celle d'un modèle en vue de profil. Les temps de génération et de résolution d'un tel modèle sont donc bien plus importants.

Comme pour la recherche du calage du modèle « vue de profil », il s'avère possible de limiter l'influence de ces trois précédents problèmes par l'intégration de lois fictives de comportement pour simuler la « 2,5D ». Cependant, la loi de confinement de la nappe entre celle située au-dessus et celle située en dessous s'avère très complexe à modélisée au premier abord. On suppose en effet que le contact entre les nappes n'est pas constant sur toute la durée de l'impact, de même que la valeur de la contrainte de confinement qui est appliquée. Le nombre de particules étant par ailleurs presque triplé, le nombre d'opérations alors effectuées par le logiciel au niveau des particules du renforcement serait considérable.

Cependant, sur la base de toutes les remarques que nous avons formulées jusqu'à présent, il s'avérerait pertinent d'évaluer l'écart de calage avec l'expérience dans le cas du modèle vue en plan tel qu'il a été développé dans l'approche numérique préliminaire. Pour cela, nous avons donc réalisé plusieurs simulations en ne faisant varier que le paramètre d'amortissement local α .

7.7.2. Présentation du modèle

7.7.2.1. Paramètres du modèle

Le modèle illustré sur la figure 124 représente l'impact du béliet du véhicule dans le plan d'une nappe (donc en vue de dessus). Cette nappe est encadrée par 3 parois présentant un comportement rigides et frottant. Le modèle ne tient pas compte d'effort de gravité et une variation de la valeur de l'amortissement numérique a été réalisée (0,0 / 0,025 / 0,05 / 0,1). Chaque particule a été modélisée comme des cylindres d'une longueur de 5 cm qui correspond à la hauteur de deux nappes ainsi que le diamètre du béliet impactant.

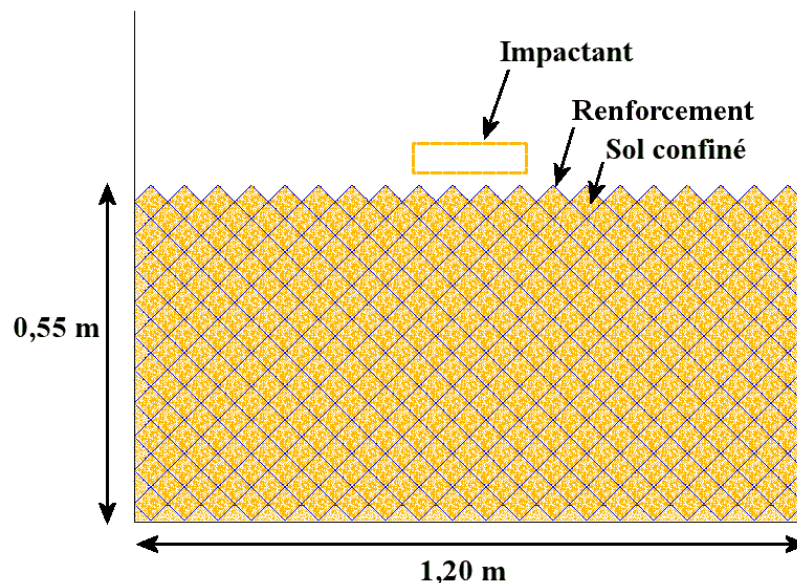


Figure 124. Illustration du modèle d'impact « vue en plan ».

7.7.2.2. Matériau sol

Le sol a été modélisé comme pour le modèle « de base » en vue de profil.

7.7.2.3. Matériau renforcement

Une modification a été apportée sur la modélisation de la liaison intercellulaire. Dans le modèle numérique préliminaire « vue en plan », cette liaison était modélisée par l'ajout d'une cohésion interparticulaire entre deux particules. Bien que la valeur limite de résistance en traction pouvait être choisie différente de celle présente dans une bande, la raideur modélisée était cependant la même. Or selon les résultats d'essais de traction réalisés en laboratoire, la rigidité initiale mesurée pour une bande est différente de celle mesurée pour une liaison.

C'est pourquoi nous avons ajouté une particule supplémentaire pour modéliser la liaison, ce qui permet de simuler une rigidité différente de celle de la bande. La figure 125 illustre cette modification.

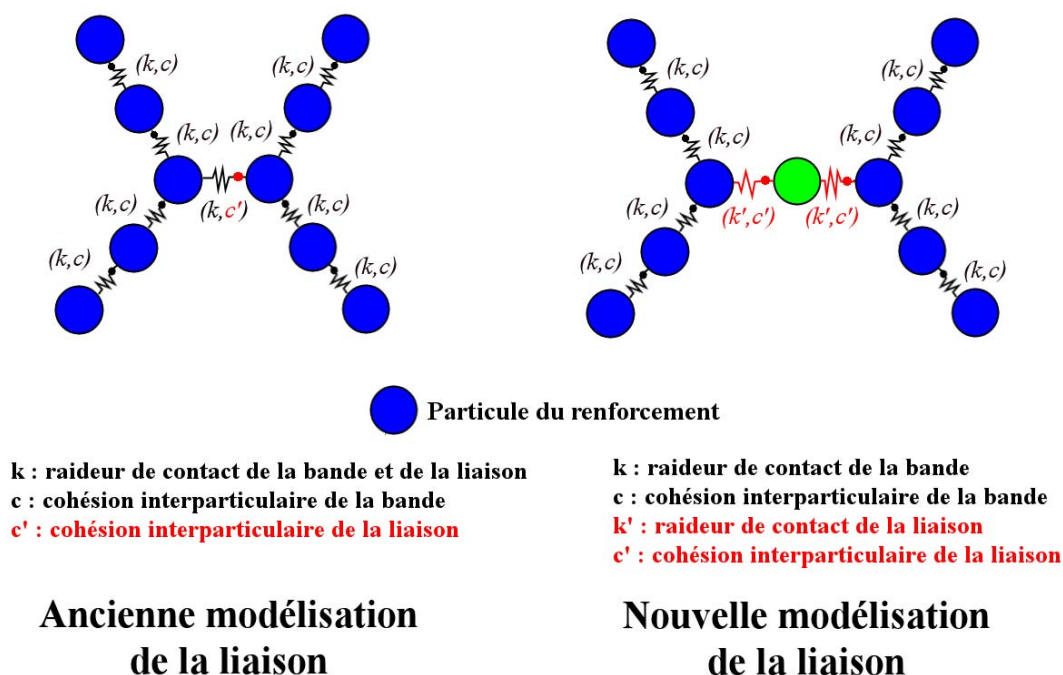


Figure 125. Illustration de la nouvelle modélisation de la liaison interparticulaire du renforcement.

Les paramètres de modélisation des renforcements issus des essais de traction sur bandes et sur liaisons papier (cf. 6.4.3.) sont récapitulés dans le tableau 28 suivant. On rappelle que le modèle de comportement en traction est de type élastique fragile :

TYPE DE RENFORCEMENT	ρ_{GEO} [kg/m ³]	r_{GEO} [mm]	Paramètres de la bande		Paramètres de la liaison		μ_{GEO} [SU]
			$k_{n,GEO}$ $= k_{s,GEO}$ [N/m]	$n_{b,GEO}$ $= s_{b,GEO}$ [N/m]	$k_{n,GEO}$ $= k_{s,GEO}$ [N/m]	$n_{b,GEO}$ $= s_{b,GEO}$ [N/m]	
Renforcement papier	300	0,75	$8,33 \cdot 10^6$	(*)	$5,13 \cdot 10^3$	12,5	1,0
Renforcement plastique	300	0,75	$4,17 \cdot 10^5$	(*)	$4,07 \cdot 10^3$	(*)	1,0

Tableau 28. Paramètres de renforcement.

(*) : Lors des premières modélisations qui ont été effectuées, il s'est avéré que le béliet comprimait les particules de sol contre le renforcement, ce qui tendait à forcer l'écartement des particules constitutives de ce dernier et à engendrer un nombre important de ruptures de liaisons au sein de la

bande. Le démontage des murs après impact a cependant montré qu'aucune bande n'avait rompue et qu'au niveau des liaisons, seuls les renforcements papier avaient présenté de nombreuses ruptures. Afin de limiter l'influence de ce problème de modélisation, nous avons fait le choix de fixer les cohésions interparticulaires à des valeurs suffisamment élevées pour que l'on n'observe aucune rupture dans les zones où nous ne sommes pas censés en trouver.

7.7.2.4. Matériau impactant

Le béliet impactant a été modélisé comme un agglomérat insécable de particules de 1,3 mm de rayon et dont la forme correspond à un rectangle d'une longueur de 18 cm et d'une largeur de 5 cm. La masse volumique des particules a été ajustée de telle sorte que le béliet modélisé ait une masse totale de 5 kg.

7.7.3. Présentation des résultats

Huit simulations ont été réalisées en raison de deux types de renforcement et de 4 valeurs du paramètre d'amortissement α .

La figure 126 présente les courbes obtenues pour les simulations concernant le renforcement papier tandis que la figure 127 concerne celles du renforcement plastique.

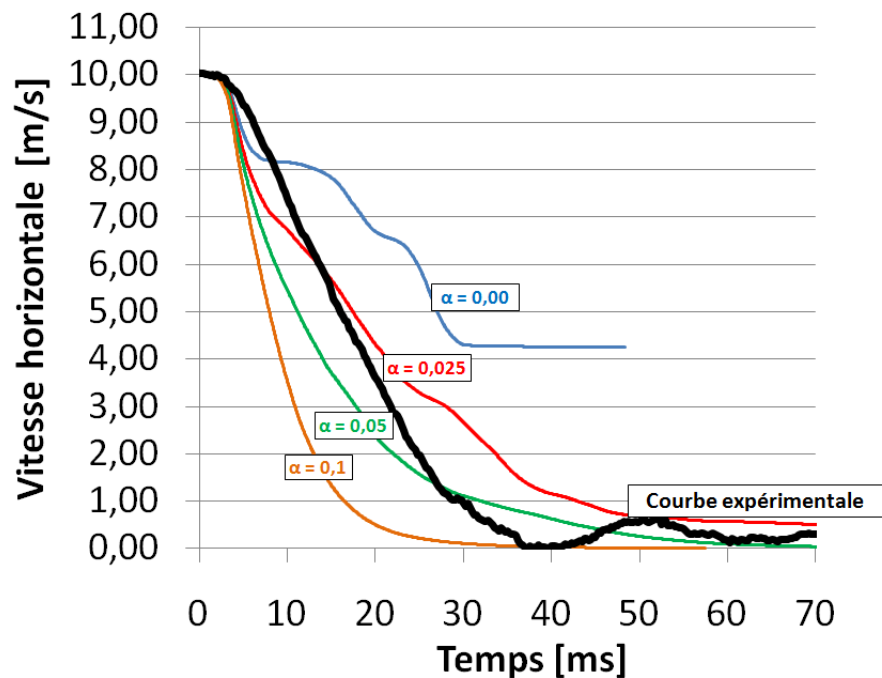


Figure 126. Cas du renforcement papier - Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « vue en plan » pour différentes valeurs d'amortissement α .

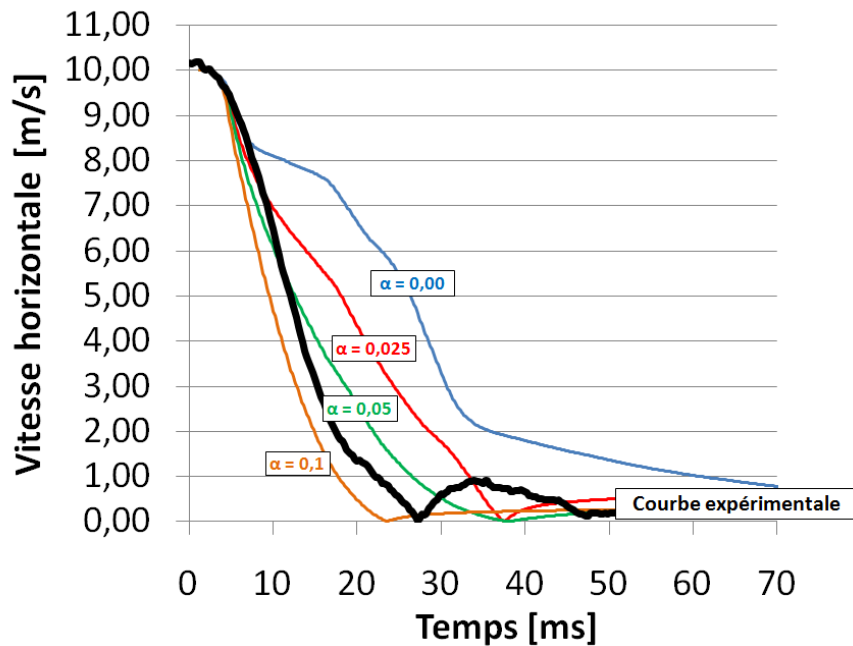


Figure 127. Cas du renforcement plastique - Comparaison de la vitesse horizontale d'impact au cours du temps entre les modèles « vue en plan » pour différentes valeurs d'amortissement α .

En tenant compte de toutes les réserves qui ont été émises concernant le calage d'un tel modèle, on peut constater que l'on obtient un écart minimal pour une valeur d'amortissement très faible, entre 0,025 et 0,05 pour le cas du renforcement papier et entre 0,05 et 0,1 pour le cas du renforcement plastique. L'analyse des vidéos concernant les modélisations du renforcement papier ont bien mis en avant une localisation des ruptures de liaisons, dans l'alignement des bords du béliet (comme c'est le cas dans l'expérience) mais aussi sous le béliet. Au final, un plus grand nombre de liaisons rompues a pu être relevé (cf. figure 129). Ce phénomène peut s'expliquer entre autre par la mobilité plus réduite des particules dans un espace 2D. Le démontage des murs après l'expérimentation a en effet montré que la nappe ne se déformait pas uniquement dans son plan mais avait tendance à « flamber » vers le haut (cf. figure 128), engendrant ainsi une « bosse » de taille plus réduite à mesure que l'on s'éloignait depuis le plan d'impact jusqu'à la face supérieure du massif. Cette atténuation de bosse est d'ailleurs illustrée dans les vue de profil reconstituée après démontage. L'impossibilité pour les particules de « s'échapper » par le haut de la nappe conduit ainsi à une densification plus importante de chaque alvéole, et par conséquent, un effort de sollicitation sur le renforcement plus important d'où la ruine des liaisons intercellulaires.

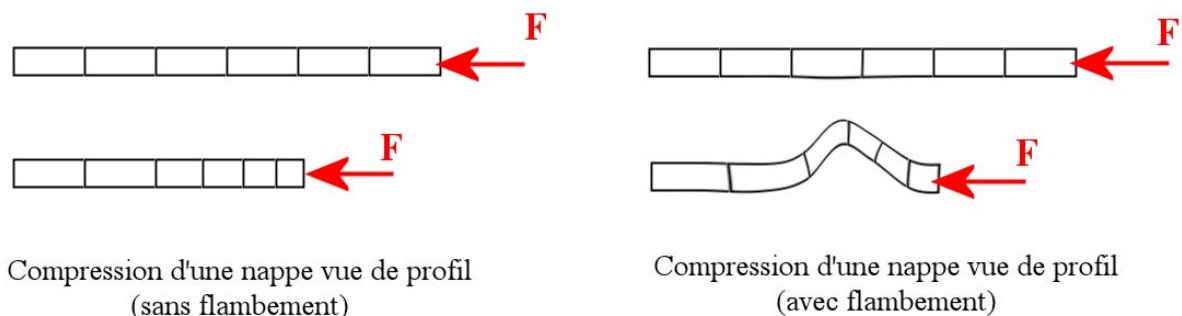


Figure 128. Illustration du phénomène de "flambement" d'une nappe vers le haut en vue de profil.

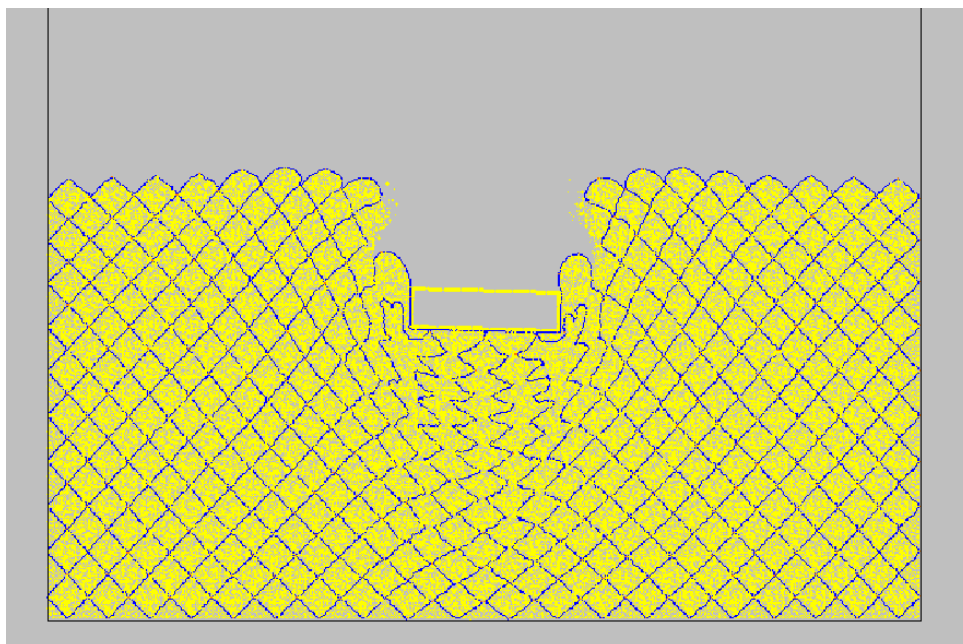


Figure 129. Etat de la nappe en fin d'impact.

7.8. Conclusion

L'ensemble des simulations de ce chapitre a permis d'explorer différentes pistes pouvant permettre d'obtenir un écart de calage le plus réduit possible entre les modèles « vue de profil » ou « vue en plan » avec les expériences sur modèles réduits présentées au chapitre précédent. Pour ce faire, nous avons cherché à améliorer la modélisation de chaque matériau en nous concentrant sur l'une de leurs caractéristiques qui nous est apparue comme la plus pertinente. Aucune de ces améliorations n'a été cumulée afin de pouvoir évaluer indépendamment l'influence de chacune sur le résultat.

Pour l'impactant, nous avons réalisé une simulation en cherchant à améliorer la modélisation de sa forme géométrique, ce qui a conduit à une amélioration sur le plan cinématique avec un soulèvement du béliet plus proche de celui observé expérimentalement.

Concernant le renforcement, nous avons cherché à simuler l'effort de rappel vertical induit par la présence d'une résistance en traction de celui-ci. Une telle initiative a conduit à simuler un phénomène 3D dans un espace 2D, ce que nous avons qualifié de « modélisation 2,5D ». Là aussi, une amélioration de la cinématique a été observée puisque les nappes de renforcement se soulèvent beaucoup moins lors de l'impact, comme c'est le cas dans l'expérimentation. Cependant, le faible frottement à l'interface sol-renforcement conduit à ce que le sol puisse « s'échapper » des alvéoles en étant très peu retenu, et ce malgré l'augmentation de l'effort de confinement. Au final, le volume de sol soulevé par l'impactant, c'est-à-dire le coin de Coulomb, est le même que pour une simulation sans « modélisation 2,5D », ce qui n'induit donc aucun accroissement de la diminution de la vitesse de l'impactant au cours du temps.

Concernant le sol, nous avons eu recours à une loi de résistance au roulement afin de pouvoir modéliser un angle de frottement plus élevé que dans le modèle « de base » (jusqu'à 40° au lieu de 24°). Ce paramètre a une influence très importante sur la diminution de la vitesse de l'impactant au cours du temps. Malheureusement, le recours à une telle loi induit des allongements de temps de calcul et de résolution très importants (environ 4 à 5 fois plus), ce qui rend peu aisée la réalisation de nombreuses simulations dans le but d'une étude paramétrique impliquant des matériaux très frottants. Ceci soulève la question du temps nécessaire pour une modélisation du sol non plus avec des particules uniques mais avec des clumps.

Bien que les paramètres de forme de l'impactant, de la prise en compte d'un effort de rappel ou d'un frottement plus réaliste tendent à aller dans « le bon sens », aucun d'entre eux ne permet à lui seul une diminution suffisante de la vitesse de l'impactant au cours du temps. Il est aussi important de souligner qu'envisager des simulations en cumulant ces trois « améliorations » paraît peu judicieux et cela pour deux raisons :

- la prise en compte simultanée de ces trois modélisations plus réalistes conduirait à cumuler, certes, les avantages de chacun permettant de diminuer la vitesse d'impact mais aussi les critiques que nous avons formulées sur ces modélisations (critique de la modélisation de la jonction béliet-châssis de l'impactant, critique du comportement mécanique à l'interface sol-géotextile et nécessité de trouver d'autres méthodes permettant d'augmenter l'angle de frottement) ;
- la prise en compte simultanée de ces trois modélisations plus réalistes conduirait indéniablement à une augmentation très importante du temps de résolution car à chaque pas de temps, il faudrait rajouter au nombre d'opérations de base effectuées par le logiciel celles associées à la gestion de l'effort de rappel ainsi que celles associées à la résistance au roulement.

En dépit de ces remarques, il s'est avéré pertinent de tester l'influence d'un paramètre d'amortissement numérique sur nos modèles « de base » en « vue de profil » ou en « vue en plan ». La littérature recommande d'ailleurs son utilisation avec de très faibles valeurs (inférieures à 0,3) pour s'affranchir des perturbations numériques voire mécaniques induites par le fonctionnement du logiciel. Après simulations, il s'est avéré que des valeurs voisines de 0,1 suffisaient à obtenir un écart de calage minimal. Une telle remarque vient confirmer la pertinence de l'ensemble des hypothèses que nous avons émises pour développer ces deux modèles numériques.

Chapitre 8. Réflexions autour des perspectives dégagées

8.1. Introduction

Au cours de ce travail de thèse, nous nous sommes principalement penchés sur la question du comportement dynamique d'un ouvrage en sol renforcé par géocellulaires soumis à un impact. La bibliographie, l'expérimentation, la modélisation numérique ainsi que l'expérience professionnelle ont soulevé de nombreuses remarques ainsi que des résultats, qu'ils relèvent de l'ordre du qualitatif ou du quantitatif. Toutes ces informations permettent de dégager différentes pistes de réflexion concernant non seulement le contexte de sollicitation mais aussi les matériaux mis en jeu lors d'un phénomène d'impact.

L'objectif de ce dernier chapitre est ainsi de souligner les perspectives ainsi dégagées en synthétisant et en structurant ces réflexions.

8.2. Sol renforcé par géocellulaires, un matériau composite

8.2.1. La compatibilité de fonctionnement

Bien que le présent travail ait pu montrer qu'il était possible de faire varier les caractéristiques mécaniques de chaque matériau pour obtenir des comportements mécaniques variés, il reste cependant nécessaire d'assurer qu'il existe une bonne interaction mécanique entre les deux matériaux. Cette interaction se fait au niveau de l'interface sol-géotextile par frottements. Elle implique ainsi que le matériau de remplissage des alvéoles soit frottant, qu'il soit suffisamment compacté et que le renforcement le confinant soit correctement prétendu pour optimiser le contact à l'interface. Le respect de ces trois recommandations de mise en œuvre conditionne l'homogénéité du comportement mécanique de l'ouvrage réalisé.

Il est donc important de garder à l'esprit cette remarque dès lors que l'on sera amené à effectuer des combinaisons « originales » de sol et de géotextile dans le but d'obtenir un comportement mécanique de l'ouvrage sous impact bien particulier.

8.2.2. Le sol et ses caractéristiques

8.2.2.1. Le frottement macroscopique.

La caractéristique la plus influente du sol est son frottement macroscopique. Ce paramètre conditionne la continuité de réponse mécanique au sein de l'ouvrage. Plus la valeur du frottement est élevée, plus l'efficacité de cette continuité est garantie. On peut ainsi distinguer deux zones d'interaction. La première zone se situe dans le plan des nappes et correspond à son interface avec le géotextile. Cette interaction intervient tout au long d'un impact et permet au sol d'accroître ses capacités de résistance au cisaillement. La seconde zone correspond au plan d'interface séparant chaque nappe alvéolaire. Cette interaction contribue à la propagation de la déformation de l'ouvrage impacté sur toute sa hauteur.

Le frottement de Coulomb permet aussi la stabilité du milieu granulaire sous contraintes en permettant une mise en œuvre à des états de densité différents. Lorsqu'il est très frottant, l'agencement des particules constituant un sol reste stable, même lorsqu'il est compacté. Le sol résiste ainsi aux efforts de confinement induit par le géotextile tout en permettant l'existence de zones de vide entre les particules. Lorsqu'un ouvrage est impacté, les contraintes induites sont d'un niveau bien supérieur aux contraintes présentes à l'équilibre statique, venant ainsi dépasser le niveau de résistance mécanique proposé par l'agencement des particules. Une part de l'énergie d'impact est alors transmise aux

particules de sol sous forme d'énergie cinétique. Un réagencement de celles-ci se produit alors mais n'est possible que si des zones de vide sont présentes dans le milieu.

8.2.2.2. La masse volumique.

Lorsqu'un ouvrage est impacté, nos travaux ont pu identifier la mobilisation d'une zone que l'on a appelée « coin de Coulomb » et qui se soulève suite à l'impact. Une part de l'énergie d'impact est ainsi transférée à cette zone sous forme d'énergie potentielle de pesanteur. Plus la masse volumique du matériau est importante, plus cette zone dissipe de l'énergie lors de sa déformation.

8.2.2.3. Le module d'Young.

Le module d'Young du matériau conditionne majoritairement celui de l'ouvrage dans son ensemble. Sa valeur doit cependant être pertinente en termes d'ordre de grandeur par rapport à celui du renforcement. Un module d'Young du sol trop faible tend à ce que le géotextile soit beaucoup plus sollicité lors de l'impact. Au contraire, un module d'Young très élevé conduit à une sollicitation majoritaire du sol.

8.2.2.4. La capacité de fragmentation du matériau.

Bien que brièvement abordé dans ce travail, cette caractéristique du matériau de remplissage ouvre elle aussi des perspectives, jouant entre autre sur la décélération de l'impactant au début de l'impact. De plus, cette capacité de fragmentation vient constituer une source supplémentaire de dissipation de l'énergie d'impact.

8.2.3. Le matériau géotextile et ses fonctions

8.2.3.1. Le géoconteneur

Au premier abord, le procédé se présente comme un géoconteneur, ce qui signifie qu'il a pour première fonction de confiner un matériau granulaire. Nous avons pu voir que lors d'un impact, cette notion de confinement est affectée. En l'occurrence, l'analyse des vidéos expérimentales ou numériques a pu montrer l'importance des déplacements que peut subir l'ouvrage aussi bien dans le plan des nappes impactées que sur toute sa hauteur. Le matériau granulaire est susceptible de s'échapper des alvéoles en tête d'ouvrage et bien que les modèles numériques ne l'aient pas clairement montré, il se pose la question de la mobilité du sol au sein même de l'ouvrage, et donc, à l'altération du comportement mécanique du milieu en raison de l'apparition de zones compactées ou décompactées.

8.2.3.2. Le comportement mécanique en traction

L'apport de résistance mécanique induit par le géotextile n'est considéré que lorsque le matériau est sollicité en traction. La prétention appliquée aux nappes lorsque celles-ci sont mises en place avant d'être remblayées avec un matériau granulaire est réalisée dans ce but. Lorsqu'un ouvrage est soumis à des sollicitations statiques, la question du comportement mécanique en traction se limite essentiellement à ce que le géotextile présente un niveau minimum de rigidité tout en restant un matériau déformable. Sous sollicitations dynamiques, il est pertinent de considérer le comportement mécanique en traction dans son intégralité. Le module d'élasticité initial, son seuil de plasticité ainsi que la capacité de déformation du procédé jusqu'à la ruine. Chacun de ces aspects va intervenir dans la réponse globale de l'ouvrage et de manière générale, l'objectif sera d'établir un compromis entre la déformation admissible du procédé et la résistance mécanique qu'il opposera à un impactant. Le comportement mécanique du géotextile va entre autre influencer sur l'effort de rappel vertical appliqué au coin de Coulomb soulevé ou sur la résistance mécanique selon un effet membrane observé dans le plan des nappes impactées.

8.2.3.3. Les liaisons intercellulaires

Le renforcement alvéolaire M3S® est caractérisé par un système de liaisons intercellulaires thermoliées. Cette remarque soulève alors la question du comportement mécanique en traction de ces liaisons et la réflexion menée précédemment s'applique alors. Le chapitre 4 a pu illustrer l'influence de la seule capacité des liaisons intercellulaires à rompre de manière fragile, permettant d'accroître l'enfoncement de l'impactant dans l'ouvrage, de plafonner le seuil de résistance mécanique opposé à l'impactant et de libérer de l'espace permettant un réarrangement des particules constituant le milieu granulaire. L'ensemble de ces phénomènes tend à un accroissement de la dissipation de l'énergie d'impact mais implique une ruine locale de l'ouvrage. Considérer un comportement mécanique plus complexe de type élastoplastique s'avère donc pertinent. Une autre remarque porte aussi sur l'orientation des liaisons intercellulaires, uniquement modélisées au cours de ce travail selon une direction normale à la direction d'impact (cf. figure 130). Considérer une orientation différente (tournée de 90°) n'induirait plus un écartement de l'ouvrage face à l'avancée de l'impactant. On peut s'interroger à juste titre sur le devenir des bandes de géotextile une fois les liaisons rompues et émettre l'hypothèse que chaque bande de géotextile travaillerait selon un effet membrane, comme le fait une glissière de sécurité en bordure de route.

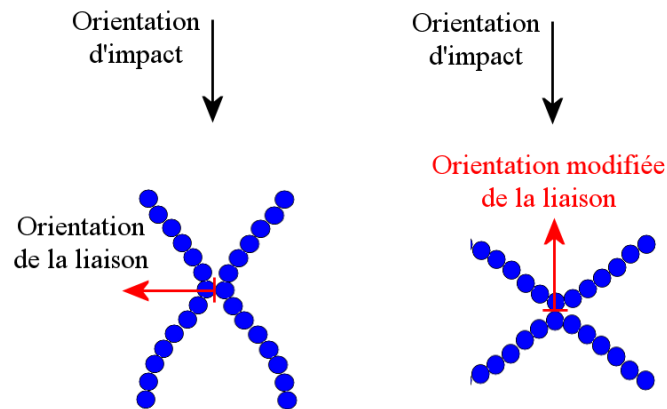


Figure 130. Différentes orientations possibles des liaisons intercellulaires.

8.3. Adapter l'ouvrage au contexte

La définition du contexte d'occurrence de la sollicitation d'impact est fondamentale pour la conception d'un ouvrage. En effet, le premier chapitre présentant le procédé a pu mettre en avant les multiples applications possibles de celui-ci. Dans chaque cas de figure, l'ouvrage qui doit répondre à une ou des fonctions bien précises dispose de caractéristiques géométriques ainsi que de matériaux constitutifs (sol et géotextile de renforcement) définis en conséquence.

8.3.1. Un procédé aux applications multiples

Supposons un contexte d'occurrence pouvant être caractérisé de manière plus ou moins complète. Auquel cas, des informations concernant la zone d'implantation de l'ouvrage ou la sollicitation qui lui sera appliquée peuvent être précisées voire quantifiées.

Prenons par exemple un contexte de trafic routier. Les premières questions soulevées sont celles du rôle que devra jouer l'ouvrage (amortisseur d'impact, soutènement d'un talus à proximité...) et quel type de véhicules est susceptible de l'impacter (forme, masse, vitesse, trajectoire d'impact...). L'impactant doit-il être préservé (par exemple sauver un automobiliste) ou la priorité va-t-elle aux infrastructures protégées par l'ouvrage ? Ces informations renseignent l'ingénieur sur la modélisation qu'il fera de la sollicitation ainsi que sur la manière de dimensionner la résistance de son ouvrage face

à cette sollicitation. Dans le cas d'un amortisseur d'impact, l'ouvrage peut être conçu de telle sorte qu'il oppose une résistance mécanique la moins élevée possible afin de respecter les limites biomécaniques de l'individu présent dans le véhicule impactant. En revanche pour un ouvrage de soutènement, l'ouvrage ne peut pas suivre le même raisonnement car sa solidité va souvent de pair avec sa stabilité face aux contraintes induites par la poussée des terres. On aborde alors ici la question d'un ouvrage multifonctionnel et face à un tel problème, le procédé alvéolaire présente plusieurs solutions.

- La première consiste à dimensionner un ouvrage permettant un « juste milieu », grâce à une certaine combinaison de matériaux permettant une plus grande capacité de déformation avant d'atteindre la ruine. On peut d'ailleurs remarquer que cette capacité propre au procédé peut constituer un argument permettant justement de répondre aux deux sollicitations. Cette souplesse est une caractéristique favorable à un amortissement « en douceur » pour le véhicule impactant. Et concernant la poussée des terres, il est important de rappeler que la résistance à une sollicitation n'implique pas forcément l'absence de déformations, c'est le cas du roseau qui, face au vent, plie mais ne rompt pas à l'instar du chêne qui résiste par sa grande rigidité.
- La seconde solution consiste cette fois à exploiter une autre caractéristique du procédé alvéolaire qui est sa capacité à servir de containers pour une multitude de matériaux granulaires (sous réserve que ceux-ci soient compatibles avec les recommandations de mise en œuvre). Or ce travail a pu souligner que le sol présente à lui seul une grande influence sur le comportement mécanique de l'ouvrage qu'il constitue. Envisager alors plusieurs matériaux de remplissage au sein d'un même ouvrage est non seulement possible mais procure donc à celui-ci plusieurs comportements mécaniques suivant la zone sollicitée. De ce fait, un ouvrage « multicouche » peut remplir plusieurs fonctions en même temps sous réserve de consacrer une partie de son volume à chacune d'entre elle. Pour revenir à notre exemple de l'ouvrage « amortisseur d'impact » et « ouvrage de soutènement », il est possible d'envisager une première épaisseur de mur doté d'un matériau léger et donc absorbant (cf. la faible résistance opposée par le coin de Coulomb soulevé), puis une autre épaisseur dotée d'un matériau plus lourd pour assurer la stabilité de l'ouvrage face aux poussées des terres.

La piste d'un ouvrage multicouche peut être aussi appliquée au cas d'un merlon de protection face aux éboulements rocheux. Si la zone d'implantation de l'ouvrage autorise une déformation importante, il est possible d'envisager une absorption de l'énergie d'impact au travers de la déformation des renforcements. Si au contraire très peu de déformation n'est possible (en raison d'un terrain escarpé ou en pente), l'ouvrage peut alors être constitué d'une couche lourde et massive le stabilisant et d'une autre couche « amortisseur » orientée face à l'impactant.

8.3.2. Exploiter la ruine de l'ouvrage

On entend par là le cas de figure exceptionnel qu'il n'est pas possible d'anticiper ou de quantifier et dont on se prémunit à l'aide de coefficients de sécurité appliqués à la sollicitation la plus néfaste connue. Comme dans le cas d'une sollicitation sismique, c'est bien souvent la combinaison de sollicitations accidentelles qui s'avère dimensionnante pour l'ouvrage. La forme et les caractéristiques de ce dernier peuvent alors se révéler surévaluées pour des sollicitations courantes, ce qui induit un coût lui aussi plus important. Ce surdimensionnement de l'ouvrage est nécessaire s'il remplit une fonction importante qu'il faut garantir même en circonstances exceptionnelles (comme pour un ouvrage de soutènement par exemple). On impose alors à l'ouvrage de travailler dans un certain domaine bien en dessous du seuil de ruine. En revanche, dans le cas d'un ouvrage de protection, la ruine de l'ouvrage peut être acceptée, ce qui offre alors un potentiel de réponse supplémentaire. Les modélisations numériques effectuées sur le modèle vu en plan ont pu montrer toute l'importance « d'autoriser » la rupture des liaisons intercellulaires. En couplant cette capacité à la possibilité pour les particules de sol de se fragmenter sous compression (cas de l'argile expansée par exemple), l'ouvrage se voit ainsi doté d'éléments « fusibles » venant accroître la dissipation de l'énergie d'impact en s'accompagnant d'une ruine partielle du complexe sol-renforcement.

Une telle réflexion soulève bien entendu la question de la réparabilité de l'ouvrage. Soit il est prévu que ce dernier soit totalement détruit et sa reconstruction est donc nécessaire (cas d'un ouvrage victime d'un attentat terroriste). Soit il ne l'est que partiellement et la question de sa réparation doit être posée au stade même de la conception de l'ouvrage.

8.4. Conclusion

Ce chapitre avait pour but de synthétiser les principales remarques et observations de l'ensemble de ce rapport afin de mener une réflexion sur les perspectives dégagées.

Nous avons ainsi pu voir que, comme son nom l'indique, la technique de renforcement de sol par géocellulaires fait intervenir les caractéristiques mécaniques du renforcement et du matériau granulaire de remplissage. Chacune de ces caractéristiques (frottement, module d'Young, mode de ruine...) ont une incidence directe sur la réponse mécanique de l'ouvrage impacté. Ces incidences peuvent se manifester dans tout le volume de l'ouvrage, c'est le cas du frottement macroscopique du matériau. Certains phénomènes ne se produisent que dans certaines zones, comme la fracturation des particules qui n'intervient qu'à l'arrière de l'impactant ou encore la masse volumique dans la zone supérieure du mur soulevée par l'impactant.

Afin d'exploiter au mieux ces observations, l'analyse du contexte de sollicitation (paramètres d'entrées, contraintes et objectifs) est primordiale.

Conclusions de la troisième partie

Cette troisième partie a eu pour objectif de réaliser une approche expérimentale dont les résultats ont permis le développement et l'amélioration des deux modèles numériques préliminaires développés en deuxième partie.

Dans un premier temps, on a réalisé à échelle géométrique $1/10^e$, une expérimentation d'impact sur deux massifs en sol renforcé par géocellulaires. Les résultats issus des modélisations numériques préliminaires ainsi que la théorie des lois de similitude ont constitué des outils non pas de dimensionnement mais d'aide à la conception de cette expérimentation. Deux matériaux de renforcement (plastique et papier) ainsi qu'un mélange d'argile expansée et de polystyrène ont été retenus pour fabriquer les deux ouvrages. Deux caméras rapides ont enregistré le film des deux impacts et les résultats qui en ont découlé ont permis de confirmer l'homogénéité des mécanismes de déformation et de ruine observés dans les modélisations préliminaires.

En s'appuyant sur les essais de caractérisation des matériaux constitutifs des deux murs, une nouvelle simulation dite « de base » a été réalisée en se basant sur le modèle numérique « vue de profil ». La recherche d'un calage entre le modèle numérique et l'expérimentation s'est faite au travers de la courbe mesurant l'évolution de la vitesse horizontale de l'impactant au cours du temps. Un écart significatif ayant été observé, des modifications ont été apportées à la simulation « de base » pour identifier l'origine de cet écart. En particulier, des modélisations plus réalistes de chaque matériau constitutif ont été envisagées. Nous avons ainsi étudié l'influence d'une nouvelle forme de l'impactant, de la prise en compte d'un effort de rappel vertical dans le comportement mécanique du renforcement alvéolaire vu de profil ainsi que de l'augmentation de l'angle de frottement du matériau granulaire grâce à l'intégration d'une loi de résistance au roulement des particules. Il s'est avéré au final qu'aucune de ces nouvelles modifications ne suffit à corriger à elle seule l'intégralité de l'écart observé. En revanche, leur influence sur le résultat, que ce soit sur le plan qualitatif et quantitatif a pu attester de la pertinence de l'étude de ces trois aspects. Une dernière étape a ensuite consisté à « quantifier » l'erreur commise par nos modélisations 2D « vue de profil » et « vue en plan » en ayant recours à un paramètre d'amortissement dont la littérature recommande une valeur inférieure à 0,3. Après simulations, nous avons obtenu une valeur voisine de 0,1, confirmant ainsi la pertinence de nos hypothèses et de nos choix quant au développement de ces deux modèles numériques.

Enfin, l'exploration de nombreuses pistes de recherches et les nombreuses études paramétriques qui ont été menées dans l'ensemble de ce travail ont dégagé un grand nombre de réflexions qu'il est apparu nécessaire de synthétiser. Les perspectives actuelles pouvant donner lieu à de futurs travaux d'investigation ont ainsi été dégagées.

Conclusion générale

M3S® est un procédé de renforcement de sol par des structures alvéolaires en géotextile non-tissé dont les liaisons intercellulaires sont thermoliées. Jusqu'à aujourd'hui, ce procédé a permis la construction de près d'une centaine d'ouvrages poids, relevant des règles de dimensionnement de cette catégorie, et destinés à différentes applications ; ouvrages de soutènement, élargissement routier en tête de talus, merlon antibruit, confortement de talus... De nombreux travaux de R&D ont été menés en partenariat avec les laboratoires de l'université Blaise Pascal permettant de valider et d'améliorer la compréhension du comportement mécanique de ces ouvrages, principalement sous sollicitations statiques. Les principales caractéristiques de ces ouvrages sont leur grande capacité de déformation avant d'atteindre la ruine ainsi qu'un comportement partiellement élastique en grandes déformations. Les importantes masses de sol alors déplacées au cours de ces mécanismes traduisent de ce fait une grande capacité d'absorption d'énergie de ces ouvrages. C'est afin d'améliorer sa connaissance du comportement mécanique des ouvrages renforcés par géocellulaires M3S® que l'entreprise SolSolution a entrepris d'étudier la question du comportement sous sollicitation dynamique de ces ouvrages. C'est ce qui a constitué l'objet de ce travail de thèse.

Nous avons réalisé une étude des trois sollicitations dynamiques les plus fréquemment rencontrées dans le domaine du génie civil ; le séisme, l'explosion et le choc. Le séisme est une sollicitation relativement bien maîtrisée non seulement sur le plan de la connaissance théorique des phénomènes associés mais aussi dans sa prise en compte dans le dimensionnement d'ouvrages au travers de l'eurocode 8. L'analyse du contexte associé à une sollicitation sismique nous a conduits à détailler les procédures associées de calcul que Sol Solution utilise actuellement pour ses ouvrages M3S®. La perspective d'une étude de la sollicitation explosion a quant à elle été écartée en raison du peu de résultats publiés pour des raisons de protection privée ou militaire. De plus, une approche expérimentale sur modèles réels ou modèles réduits sollicitent des moyens techniques et financiers trop importants dans le cadre de cette thèse. La sollicitation choc fait quant à elle l'objet de plusieurs travaux de recherche concernant différentes structures de génie civil incluant les massifs constitués de matériaux granulaires. Ces travaux répondent à un nombre significatif d'occurrence de phénomènes d'impacts sur des structures au travers de la chute de blocs rocheux ou d'impacts de véhicules. Parallèlement, on observe un contexte normatif très peu développé en ce domaine conduisant à l'heure actuelle à des conceptions d'ouvrages sur la base de modèles statiques équivalent. Cette démarche conduit à un surdimensionnement de la résistance mécanique et de la géométrie de ces ouvrages, augmentant ainsi leur taille et leur coût de réalisation. De ce fait, la volonté de développer la connaissance du comportement mécanique des massifs de sol soumis à un impact s'est accompagné d'un recours non seulement à des approches expérimentales à différentes échelles mais aussi à des approches de modélisation numérique. Les ouvrages M3S® pouvant s'inscrire dans un tel contexte, il a été fait le choix de concentrer notre travail de recherche sur cette sollicitation.

L'étude du comportement dynamique d'un ouvrage renforcé par géocellulaires M3S® soumis à un impact a consisté à développer un outil numérique d'investigation en s'appuyant sur deux approches. Une approche numérique a permis le développement de modèles préliminaires dont les résultats ont ensuite été confrontés à ceux d'une approche expérimentale sur modèles réduits. Sur la base des observations qui ont découlé de cette confrontation, les modèles ont finalement été améliorés afin d'obtenir un écart de calage minimal avec les expérimentations réalisées.

Tout d'abord, deux modèles numériques reposant sur la méthode des éléments discrets (via le logiciel PFC2D) ont été développés. Le premier modèle simule des impacts dans le plan d'une nappe alvéolaire, permettant ainsi d'étudier des mécanismes locaux concernant entre autre le comportement mécanique du renforcement alvéolaire ainsi que de ses liaisons intercellulaires. Le second modèle s'intéresse à une vue de profil d'un ouvrage constitué d'un empilement de nappes alvéolaires et permettant d'étudier cette fois des mécanismes d'ensemble. Une série de simulations a permis d'identifier les principaux mécanismes de déformation, de ruine ainsi que les paramètres mécaniques des matériaux ayant une influence significative sur la réponse mécanique d'un ouvrage impacté. Il est ainsi ressorti que la masse volumique du sol intervient dans le poids du coin de Coulomb soulevé lors

de l'impact par l'impactant, que l'angle de frottement du sol était le principal dissipateur de l'énergie d'impact et que les liaisons intercellulaires du renforcement jouaient un rôle important dans l'enfoncement de l'impactant au sein de l'ouvrage.

Les résultats de cette approche numérique préliminaire ont ensuite été complétés par une analyse des lois de similitude qui nous a donné des indications complémentaires quant à la conception d'une expérimentation d'impact à échelle géométrique 1/10^e par rapport à la taille réelle du renforcement M3S®. Le choix des matériaux constitutifs de l'expérimentation et la sollicitation d'impact ont ainsi été définis en conséquence. Finalement, deux massifs ont été réalisés, présentant la même géométrie et constitués tous deux du même matériau de remplissage (mélange de microbilles de polystyrène, d'argile expansée et de glycérine). Ces deux ouvrages ont été différenciés par la nature du matériau utilisé pour concevoir les renforcements alvéolaires, l'un étant du papier et l'autre du plastique. L'objectif était de simuler deux comportements mécaniques très distincts. Le matériau papier présente un comportement mécanique en traction de type rigide-fragile tandis que le plastique se comporte comme un matériau souple et très déformable. Deux caméras rapides ont enregistré les impacts réalisés à l'aide de véhicules radiocommandés équipés d'un bélier en acier à l'avant. L'expérimentation ainsi réalisée a reproduit l'impact d'un véhicule de 5 tonnes lancé à 110 km/h contre deux ouvrages de 4,50 m de hauteur. Dans l'ensemble, les observations expérimentales sont venues confirmer les mécanismes de déformation et de ruine identifiés lors de l'approche numérique préliminaire mettant ainsi en avant la forte capacité du renforcement alvéolaire à homogénéiser le comportement mécanique de l'ouvrage sollicité.

Une dernière étape a alors consisté à s'appuyer sur les résultats expérimentaux pour améliorer les deux modèles numériques développés. Bien que sur le plan qualitatif, les mécanismes numériquement observés s'avèrent pertinents, l'écart observé sur le plan quantitatif nous a conduit à optimiser la modélisation des différents matériaux constitutifs des modèles. Ont ainsi été étudiés l'influence d'une forme plus réaliste de l'impactant, celle d'un comportement mécanique plus complexe des nappes alvéolaires à l'aide de la prise en compte d'efforts de rappel physiquement explicables et l'augmentation de l'angle de frottement du sol par l'intégration d'une loi de résistance au roulement des particules. Ces trois modifications ont conduit à une amélioration des résultats présentés par les modèles numériques mais pouvant d'une part multiplier jusqu'à 4 le temps de résolution d'une seule simulation et ne suffisant pas d'autre part à obtenir un calage exact entre le numérique et l'expérimental. La prise en compte d'un amortissement de l'énergie cinétique des particules a alors été considérée de manière analogue aux travaux d'autres auteurs (ayant eu recours pour certains à une valeur en pourcentage comprise entre 10% et 30%) et en suivant les recommandations d'utilisation du logiciel (préconisant une valeur inférieure à 30% dans des contextes de sollicitations dynamiques rapides). Une valeur de l'ordre de 10% a été nécessaire pour minimiser l'écart de calage entre nos modèles numériques « vue de profil » et « vue en plan », venant ainsi confirmer la pertinence de nos hypothèses de modélisation.

Notre objectif de développer un outil numérique nous permettant d'étudier le comportement dynamique sous impact d'un ouvrage en sol renforcé par structures alvéolaires est donc partiellement rempli. Sur le plan quantitatif, un écart entre expérimentation et numérique a été certes observé mais peut cependant être expliqué. Sur le plan de l'analyse des mécanismes de déformation et de ruine, les modèles se sont montrés très pertinents et l'identification des paramètres mécaniques les plus influents a ainsi permis de dégager un grand nombre de perspectives de travail de recherche pouvant faire suite à celui-ci. Dans ce but et sur la base de l'ensemble des critiques que nous avons pu formuler concernant cet outil, il pourra à l'avenir être utilisé d'une manière très judicieuse.

Trois perspectives principales se dégagent.

La première consiste à ce que les deux modèles numériques fassent l'objet de nouvelles améliorations, notamment au travers d'une meilleure simulation du comportement mécanique du géotextile alvéolaire (effort de confinement, effort de rappel, prise en compte du phénomène de ruptures de liaisons).

Une deuxième perspective concerne la réalisation de nouvelles expérimentations à échelle réduite mais aussi à échelle réelle afin d'effectuer de nouvelles confrontations de résultats avec ceux issus des deux modèles numériques développés.

La dernière perspective porte sur le plan des applications industrielles où il est possible de distinguer trois fonctions. La première correspond à la réalisation d'un merlon de protection cherchant à minimiser les effets néfastes que subit l'impactant lors la décélération brutale de celui-ci au cours de l'impact (cas de figure des limites biomécaniques d'un automobiliste). La deuxième fonction consiste à réaliser un merlon de protection de structures et/ou de personnes pouvant être exposées à des risques d'impacts (cas de figure d'un merlon de protection contre les éboulements rocheux à proximité de bâtiments). Le troisième cas de figure correspond à des combinaisons de ces deux fonctions tout en incluant son rôle d'ouvrage de soutènement des terres. Pour chacun des cas, le procédé de renforcement alvéolaire M3S® offre de très nombreuses possibilités car il permet une grande variation de la nature des matériaux constitutifs, que ce soit le sol de remplissage ou le géotextile utilisé dans le renforcement alvéolaire. Cette dernière perspective permet de souligner la faculté du procédé M3S® à mettre en œuvre de multiples combinaisons sol-renforcement dont les propriétés mécaniques conditionneront celles de l'ensemble de chaque ouvrage réalisé, mettant ainsi en avant leur réelle capacité à s'adapter à de multiples contextes d'impacts.

Référence bibliographiques

Articles et ouvrages

[BAC et al. 93]

BACHUS R. C., FRAGASZY R. J., JABER M., OLEN K.L., YUAN Z. et JEWELL R. – *Dynamic response of reinforced soil systems, Volume 1 Report, Volume 2 Appendices* – Engineering Research Division Report, June 90 - June 92, Air Force Civil Engineering Support Agency, 1993.

[BAS 09]

Bastick Michel – *Comportement des massifs en sol renforcé par armatures métalliques soumis à des secousses sismiques* – Journée hommage à Henri Vidal – Présentation de séminaire, 1999.

[BER 06]

BERTRAND D. – *Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée, application aux structures de protection contre les éboulements rocheux* – Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, 2006.

[BER et al. 07]

Bertrand D., Lambert S., Gorreland Ph. Et Nicot F. - *Comportement mécanique de géocellules sous impact. Application aux ouvrages pare-blocs* – Revue française de géotechnique n°119, Presses Ponts et Chaussées, 2e trimestre 2007.

[BOU 08]

Bourrier F. - *Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel – Application à la trajectographie des chutes de blocs* - Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2008.

[BET et al. 97]

BETBEDER-MATIBET J. et DOURY JL. - *Constructions parasismiques* - Techniques de l'ingénieur, 1997.

[BIS 02]

BISH P. – *EUROCODE 8 (Constructions parasismiques)* - Techniques de l'ingénieur, 2002.

[BUR 93]

Burroughs D., Henson H. et Jiang S.S. – *Full scale geotextile rock barrier wall testing, analysis and prediction* – Geosynthetics Vancouver (Canada), pp. 959-970, 1993.

[CAI et al. 95]

CAI Z. et BATHURST R. – *Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method* – Computers and geotechnics, n°17, p 523-546, 1995.

[CAL et al. 05]

Calveti F. et Nova R. – *Micromechanics relationships from DEM simulated element and in-situ tests* – Powder and grains, Garcia-Rojo, Herrmann and McNamada (eds), pp. 245-249, 2005.

[CHA 03]

Chareyre B. – *Modélisation du comportement d'ouvrages composite sol-géosynthétique par éléments discrets, Application aux ancrages en tranchée en tête de talus* – Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, 2003.

[CHA et al. 02]

CHAU K.T., WONG R.H.C. et WU J.J. - *Coefficient of restitution and rotational motions of rockfall impacts* - International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 39, p69-77, 2002.

[CHA et al. 05]

Chareyre B. et Villard P. - *Dynamic Spar Elements and discrete Element Methods in Two Dimensions for the Modeling of Soil-Inclusion Problems* – Journal of engineering mechanics © ASCE, p 689-698, July 2005.

[CHE et al. 03]

Chew S.H., TAN S.A., KARUNRATINE G.P. et Chiew Chiat Ng. – *Reinforced soil Engineering, advances in research and practice (19. Performance of geosynthetic reinforced soil wall subject to blast loading : Experimental and numerical study)* - Marcel Dekker, 2003.

[CSTB acoustique 97]

RAPIN J.M. – *Propriétés acoustiques des écrans en géotextile ARMATER* – Rapport d'étude effectuée à la demande de la société Sol Solution, CSTB département acoustique et éclairage, 1997.

[DEL 04]

Deluzarche R. - *Modélisation discrète des enrochements* – Thèse de doctorat, Ecole Centrale, Lyon, 2004.

[DEL et al. 07]

Delhomme F., Mommessin M. MOUGIN J.P. et Perrotin P. - *Simulation of a block impacting a reinforced concrete slab with a finite element model and a mass-spring system* - Design Optimization and Environmental Engineering Laboratory (LOCIE-ESIGEC), University of Savoie.

[DES et al. 99]

Descoedres F., Montani-Stoffel S., Boll A., Labieuse V. et Gerber W. – *4 Rackfalls* – IDNR Programme Forum, coping study on Disaster resilient infrastructure, p37-47, 1999.

[DRA et al. 00]

Dragon A., Hild F., Rota L. et Trumel H. – *Modélisation du comportement et de la rupture des matériaux sous sollicitations dynamiques* - Mec. Ind 1, p 521-537, 2000.

[EYR et al. 93]

Eyran, R., and Reid, R.A., - *"Reinforced Soil Ammunition Magazine: Full Scale Tests - 1990, Detailed Report"* - (Confidential), (Published in Hebrew), Israel Air Force Civil Engineering Division, Engineering and Projects Branch, Tel Aviv, Israel, and U.S. Air Force Civil Engineering Support Agency, Tyndall Air Force Base, Florida, July 1993.

[FAL 97]

Falcon E. – *Comportements dynamiques associés au contact de Hertz : processus collectifs de collision et propagation d'ondes solitaires dans les milieux granulaires* – Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon 1, 1997.

[FEL 86]

Felice C.W. ELICE C. W. – *The response of soil to impulse loads using the split-Hopkinson pressure bar technique* – Air Force Weapons Laboratory, 1986.

[GOL 60]

Goldsmith W., - *Impact : The theory and physical behavior of colliding solids* – Doved Ed., 1960.

[GRE et al. 03]

Green R.A., Olgun C.G., Ebeling R.M. et Camron W. – *Seismically induced lateral earth pressures on a cantilever retaining wall* – Proceedings of the sixth US Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering, 2003.

[HAB 97]

Habib P. - *Génie géotechnique: applications de la mécanique des sols et des roches* – ELLIPSES - AUPELF / UREF, 1997.

[HEA et al. 95]

Hearn G., Barrett R. et Henson H. – *Testing and modeling of two rockfall barriers* – Transportation Research Remport Record 1504, pp 1-11, 1995.

[HEN 52]

Henkel D.J. et Gibelrt G.C. - *The effect of rubber membranes on the measured triaxial compression strenght of clay samples* – Geotechnique – Vol 3 – N°1 – pp 20-29, 1952.

[ITA 99]

Itasca (1999). - *PFC2D - Theory and background* - Itasca Eds, 1999.

[IWA et al. 98]

Iwashita K. et Oda M. – *Resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM* – Journal of engineering mechanics, ASCE, march, 1998.

[JIA et al. 05]

Jiang M.J., Yu H.S. et Harris D. - *A novel discrete model for granular material incorporating rolling resistance* – Computers and geotechnics (32), pp. 340-357, Elsevier, 2005.

[JEA 99]

JEAN M. – *Non smooth contact dynamics method* – Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 177 : 235-257, 1999.

[JEN 05]

Jenck O. – *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique.* – Thèse de doctorat – INSA Lyon, 2005.

[JOU 07]

Joulain C. – *Etude du comportement dynamique d'un massif de sol renforcé par géocellulaire* - Rapport de fin d'étude - IFMA, 2006-2007.

[KAW et al. 06]

Kawahara S. et Muro T. – *Effects of dry density and thickness of sandy soil on impact response due to rockfall* - Journal of Terramechanics 43 p329–340, 2006.

[LAB et al. 94]

Labouise V., Descoeudres F., Montani S. et Schmidhalter C.A. – *Experimental study of rock blocks falling down on a reinforced concrete slab covered by absorbing cushions* – Revue française de géotechnique, 69, p41-61, 1994.

[LAM 07]

Lambert, S. - *Comportement mécanique de géocellules - application aux constituants de merlons pare-blocs cellulaires* - Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, 2007.

[LES 09]

Leshchinsky D. - *Seismic performance of various geocell earth-retention systems* – Geosynthetics, August, 2009.

[LIN et al. 04]

Ling H.I, Huabei L., Kaliakin V.N. et Leshchinsky D. – *Analyzing dynamic behavior of geosynthetic-Reinforced soil retaining walls* – Journal of engineering mechanics © ASCE, p911-920, 2004.

[LOR 07]

Lorentz J. - *Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux* – Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, 2007.

[LPC 88]

LPC - *Ouvrages de soutènement renforcés par géotextile* – 1988.

[MAD 05]

Madhavi Latha G. – *Equivalent Continuum Modeling of Geocell Encased Sand* – Proceedings of National Symposium on Prediction Methods in Geotechnical Engineering, Geopredict, p 202-207, 2005.

[MAN 62]

Mandel J. – *Essais sur modèle réduit en mécanique des terrains – Etude des conditions de similitude.* – Revue de l'Industrie Minière, n°9, pp 611-620, 1962.

[MAS et al. 91]

Masuya H. et Kajikawa Y. – *Numerical analysis of the collision between a falling rock and a cushion by distinct element method* – Computer Methods and Advances in Geomechanics, p 493-498, Cairns, 1991.

[MON 98]

Montani Stoffel S. – *Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs.* - Thèse de doctorat, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1998.

[NAK et al. 08]

Nakajima, S., Hong, K., Mulmi, S., Koseki, J., Watanabe, K. et Tateyama, M. – *Study on seismic performance of geogrid reinforced soil retaining walls and deformation characteristics of backfill soil* - Proceeding of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics June 17 - 20, Shanghai, China, 2008.

[NGU 93]

Nguyen Thanh Long - *Le Pneusol : Recherches – Réalisations – Perspectives* – Thèse de doctorat, Insa Lyon, 1993.

[NIC 99]

Nicot F. – *Etude du comportement mécanique des ouvrages souples de protection contre les éboulements rocheux* – Thèse de doctorat, Ecole centrale de Lyon, 1999.

[OLE et al. 93]

Olen K.L., Fragaszy R.J., Cargill K.W. et Purcell M.R. – *Dynamic response of reinforced soil systems, Phase 2 – Flight dynamics* directorate, Wright Laboratory, 1993.

[PEC 84]

Pecker A. – *Dynamique des sols* - Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1984.

[PEL 02]

Fabrice Pelestor – *Initiation à la détonique, L'onde explosive* – Cours en ligne, 2002.

[PHI 97]

Philipponat G. et Hubert B. - *Fondations et ouvrages en terre* - Edition Eyrolles, 1997.

[PLU 06]

PLUMIER A. – *Conception parasismique* - Cours de faculté des sciences appliquées, Département d'architecture, Géologie, Environnement et constructions, Université de Liège, 2006.

[RAC 02]

Racana N. – *Etude du comportement mécanique d'un massif de sol renforcé par géotextile cellulaire* - Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, 2002.

[RAJ et al. 98]

Rajagopal K., R.R. Krishnaswamy et Madhavi Latha G. - *Behaviour of sand confined with single and multiple geocells* - Geotextiles and geomembranes, n° 17, p 171-184, 1998.

[REI 95]

Reid R. – *Conventional weapons effects on reinforced soil walls* – Thesis for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, 1995.

[REI 96]

Reiffsteck Ph. – *Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire ARMATER – Analyse numérique et expérimentale* - Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, 1996.

[SAH 88]

Sahli M. - *Introduction aux travaux pratiques de mécanique des sols et des roches, théorie de la similitude* – Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, documents de cours, 1988.

[SAU 04]

Saussine G. – *Contribution à la modélisations de granulats tridimensionnels : Application au ballast* – Thèse de doctorat, Université des sciences et techniques du Languedoc, 2004.

[SCH 91]

Schlosser F. – *Murs de soutènement* – Techniques de l'ingénieur, 1991.

[SCH et al. 94]

Schlosser F. et Unterreiner Ph. – *Renforcement des sols par inclusions* – Techniques de l'ingénieur, 1994.

[TAN et al. 00]

Tan SA, Chew SH et Ng CC. Plaxis practice : Modeling of a reinforced wall subject to blast – *Plaxis Bulletin* n°9, July 2000.

[TER 05]

Terre Armée – *Les ouvrages de protection civils et militaires en terre armée* – Documentation commerciale, 2005.

[TEU et al. 09]

Teufelsbauer H., Johannes H. et Wu W. - *A revision of the linear dashpot model applied in PFC* – Contemporary Engineering Sciences, Vol 2, n°4, 165-178, 2009.

[TON et al. 06]

Ouvrages de protection contre les chutes de blocs, un concept nouveau : les Pare-blocs Structurellement Dissipants (PSD) - Actes de la Conférence finale – 24-26 oct., Partie 5 – Ouvrages de protection contre les risques hydro-géologiques, 2006.

[TUA 93]

Tuan C.Y. et Merkle D.H. - *Advanced panel and connection system for reinforced soil*, Defense technical information center OAI-PMH Repository (United States), 1993.

[THO 97]

THOUVENIN – *Détonique*. Eyrolles, 1997.

[TRO 03]

Trompille Virginie - Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal – Thèse de doctorat, Insa de Lyon, 2003.

[WOL 96]

Wolf D. – *Modeling and computer simulation of granular media* – Computational physics, Springer, 1996

[YOS 99]

Yoshida, H. - *Recent experimental studies on rockfall control in japan* - Joint Japan-Swiss scientific seminar on impact by rock falls and design or protection structures, Kanzawa, 1999.

Documents normatifs

[ARR 10]

Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »

[EC1-2-7]

Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures – Partie 2-7 : Actions sur les structures – Actions accidentelles dues aux chocs et explosions, 1991

[EC7-1]

Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales, 1997

[EC8-1]

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings - 1998

[EC8-5]

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects - 1998

[NF P 06-013]

Règles de constructions parasismiques - Règles PS applicables aux bâtiments – 1996

[NF P 94-210]

Renforcement des sols - Généralités et terminologie – 1992

[NF P 94-220]

Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples
- Dimensionnement – 1992

[NF P 94-270]

NF P 94270 - *Ouvrage de soutènement, Remblais renforcés et massifs en sol cloué* – Norme de calcul géotechnique, juillet 2009

[XP G 38064]

Avant- projet de Norme Expérimentale - Recommandations pour l'utilisation des géotextiles et produits apparentés - Ouvrages en sols rapportés renforcés par géotextiles ou produits apparentés - Dimensionnement et mise en oeuvre - 1995